



Tony De Lucia

OTTIMIZZAZIONE DEI CRITERI DI
PROGETTO PER LE STRUTTURE DI
ACCIAIO IN ZONA SISMICA CON
CONTROVENTI CONCENTRICI

*Tesi di Dottorato
XXV ciclo*

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Luciano ROSATI*

Tony De Lucia

**OTTIMIZZAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTO PER LE STRUTTURE DI ACCIAIO IN
ZONA SISMICA CON CONTROVENTI CONCENTRICI**

Copyright © 2013 Università degli Studi di Napoli Federico II - P.le Tecchio 80, 80136 Napoli, Italy - web: www.unina.it

Proprietà letteraria, tutti i diritti riservati. La struttura ed il contenuto del presente volume non possono essere riprodotti, neppure parzialmente, salvo espressa autorizzazione. Non ne è altresì consentita la memorizzazione su qualsiasi supporto (magnetico, magnetico-ottico, ottico, cartaceo, etc.).

Benché l'autore abbia curato con la massima attenzione la preparazione del presente volume, Egli declina ogni responsabilità per possibili errori ed omissioni, nonché per eventuali danni dall'uso delle informazione ivi contenute.

Finito di stampare il 02/04/2013

Ringraziamenti

Al termine di questo percorso, durato tre anni, guardandomi indietro non posso che ritenermi fortunato per tutte le splendide persone che ho avuto la possibilità di conoscere, per tutte le amicizie che sono nate, per quelle che sono diventate più profonde e per quanto ho imparato e che spero non dimenticherò mai.

Un doveroso ringraziamento voglio rivolgerlo al *Prof. Mazzolani* per avermi dato la possibilità di fare questa esperienza e di acquisire nuove conoscenze.

Voglio ringraziare *l'Ing. Faggiano* per aver contribuito, in questa esperienza, con i suoi consigli e la sua guida ad approfondire sempre lo studio e la ricerca.

Un sentito ringraziamento ad *Antonio (Ing. Formisano)*, una persona che mi permetto di considerare un amico oltre che un relatore di questo lavoro (spero che non se ne abbia a male per questo), senza il suo continuo sostegno, senza la sua pazienza e la sua capacità di trovare sempre una risposta positivo nei momenti di difficoltà per me sarebbe stato davvero difficile riuscire a raggiungere l'obiettivo prefissato.

Un ringraziamento particolare non posso non rivolgerlo a *Carmin*e (*Ing. Castaldo*) per aver contribuito con le sue capacità e le sue conoscenze alla nascita e alla finalizzazione di questo lavoro. *Carmin*e sei stato sempre presente; ogni dubbio, ogni incertezza sono stati facilmente superati con un tuo intervento, un consiglio,

un'indicazione, l'aiuto che mi hai concesso è stato più che determinante e fondamentale.

Voglio ringraziare di cuore quanti in questi anni mi hanno sostenuto supportato e molto spesso sopportato, concedendomi la loro amicizia, il loro sostegno e il loro conforto nei momenti i cui le complicazioni sembravano avere la meglio, mi fa piacere nominare ed esprimere la mia profonda riconoscenza a *Daniela*, a *Luisa*, a *Giulio*, a *Maria Rosaria*, ad *Anna*; persone splendide che mi onoro di aver conosciuto.

Un ringraziamento voglio rivolgerlo ai miei compagni di avventura, *Roberta*, *Maria Teresa*, *Giusy*, *Maurizio*, *Peppe*, *Maria Luisa*, sono veramente grato per averli incontrati e per le amicizie che sono nate. Tra tutti i colleghi un sentito ringraziamento va ad *Enzo*, un amico sincero e sempre pronto a darmi una mano. *Enzo* ho sempre avuto la possibilità di contare su di te, non c'è mai stata un'occasione in cui ti sei tirato indietro, in cui eri troppo impegnato o i cui tuoi tanti impegni ti hanno impedito di aiutarmi, sostenermi, consigliarmi, ti ringrazio davvero di cuore per tutto e la tua amicizia incondizionata.

Un profondo ringraziamento voglio rivolgerlo alla mia famiglia, *ai miei genitori* che hanno sempre sostenuto e supportato le mie scelte senza mai farmi mancare la loro vicinanza. Voglio ringraziare anche i miei fratelli, *Alfonso e Domenico* e la mia cognata *Francesca* (sorella acquisita) per avermi sempre aiutato e per essere sempre stati presenti in ogni momento. Un affettuoso ringraziamento anche alla mia nipotina *Assunta* che con la sua allegria e la sua spensieratezza ha reso meno difficile la scrittura di questo lavoro.

Un saluto voglio rivolgerlo a tutto il settimo piano di Piazzale Tecchio, dove ho conosciuto persone stupende il cui ricordo resterà con me per sempre.

A tutti quanti voglio rivolgere un sentito ringraziamento.

Tony

INDICE GENERALE

INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO 1 – QUADRO NORMATIVO	5
1.1 I TERREMOTI.....	5
1.1.1 Le onde sismiche.....	6
1.1.2 La classificazione dei terremoti.....	8
1.1.3 I terremoti tettonici	9
1.1.4 Le scale di misurazione dei terremoti	9
1.2 STATO DELL'ARTE	14
1.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI SISMO-RESISTENTI.....	18
1.4 LE NORME SISMICHE PRIMA DEL 1974.....	21
1.5 LE NORME SISMICHE DOPO IL 1974.....	23
1.6 NORME SULLE STRUTTURE SISMO-RESISTENTI	25
1.6.1 Eurocodice 2008.....	25
1.6.2 National Building Code of Canada.....	28
1.6.3 Seismic Provision for Structural Steel Building	32
1.7 LA NORMATIVA NAZIONALE (D.M. 14 GENNAIO 2008) SULLE STRUTTURE A CONTROVENTI.....	34
1.7.1 Le azioni sismiche sulle strutture.....	36
1.7.2 Stati limite.....	40
1.7.3 Metodi di analisi	43
1.7.4 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	47
1.7.5 Regole di progetto.....	50
1.7.6 Verifica allo SLD.....	54
1.8 CONSIDERAZIONI CRITICHE SUL D.M. 14 GENNAIO 2008	55
CAPITOLO 2 – METODOLOGIE DI ANALISI SISMICA	59
2.1 METODOLOGIA DI ANALISI STATICA NON LINEARE	59
2.1.1 Schematizzazione della struttura	60
2.1.2 Distribuzione di carico I	65
2.1.3 Distribuzione di carico II.....	65
2.1.4 Determinazione del Performance Point e valutazione della sicurezza sismica	66
2.2 MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	68

2.2.1	<i>Elementi dissipativi</i>	68
2.2.2	<i>Tecniche di modellazione</i>	79
2.2.3	<i>Elementi non dissipativi</i>	81

CAPITOLO 3 – STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI **83**

3.1	CONFRONTO TRA METODOLOGIE DI PROGETTO	83
3.1.1	<i>Il metodo DBD</i>	84
3.1.2	<i>Struttura progettata secondo DBD</i>	87
3.1.3	<i>Struttura progettata secondo norma (FBD)</i>	89
3.1.4	Confronto DBD-FBD	91
3.2	CONFRONTO FRA LE TIPOLOGIE DI CONTROVENTI CONCENTRICI.....	93
3.2.1	<i>Strutture con controventi a V rovescia</i>	94
3.2.2	<i>Strutture con controventi ad X</i>	96
3.2.3	<i>Confronto V rovescia-X</i>	99

CAPITOLO 4 – ANALISI PARAMETRICA SU STRUTTURE CON CONTROVENTI A V ROVESCIA.....107

4.1	IL CASO STUDIO IN ESAME	107
4.2	SCHEMI STRUTTURALI E PARAMETRI PROGETTUALI INVESTIGATI.....	108
4.3	CONFRONTI PRESTAZIONALI	112
4.3.1	<i>Introduzione</i>	112
4.3.2	<i>Peso strutturale</i>	116
4.3.3	<i>Curve di pushover</i>	120
4.3.4	<i>Rapporto F_1 / F_u</i>	127
4.3.5	<i>Rapporto F_u / F_1</i>	128
4.3.6	<i>Duttilità</i>	129
4.3.7	<i>Indice di vulnerabilità</i>	130
4.3.8	<i>Fattore di struttura</i>	131

CAPITOLO 5 – ANALISI PARAMETRICA SU STRUTTURE CON CONTROVENTI AD X.....135

5.1	IL CASO STUDIO IN ESAME	135
5.2	SCHEMI STRUTTURALI E PARAMETRI PROGETTUALI INVESTIGATI.....	135
5.3	CONFRONTI PRESTAZIONALI	138

5.3.1	<i>Introduzione.....</i>	<i>138</i>
5.3.2	<i>Peso strutturale.....</i>	<i>143</i>
5.3.3	<i>Rapporto F_1 / F_h.....</i>	<i>146</i>
5.3.4	<i>Rapporto F_u / F_1.....</i>	<i>148</i>
5.3.5	<i>Indice di vulnerabilità.....</i>	<i>151</i>
CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI.....		155
BIBLIOGRAFIA.....		159
APPENDICE – A.....		163
APPENDICE – B.....		215

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1.1 – Le onde di volume</i>	<i>6</i>
<i>Figura 1.2 – Schema di propagazione delle onde di superficie.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 1.3 – Sismografo.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 1.4 – Sismogramma.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 1.5 – Tipologie strutturali</i>	<i>20</i>
<i>Figura 1.6 – Sezioni soggette a compressione.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 1.7 – Sezioni soggette a pressoflessione</i>	<i>29</i>
<i>Figura 1.8 – Classi di duttilità.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 1.9 – Fattore di lunghezza efficace funzione del grado di vincolo.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 1.10 – Response modification coefficient and Overstrength factor.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 1.11 – Duttilità delle sezioni.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 1.12 –Livelli prestazionali.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 1.13 – Andamento generico di una curva di capacità, o curva di push-over.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 1.14 – Spettro di risposta</i>	<i>48</i>
<i>Figura 1.15 – Spettro di progetto.....</i>	<i>49</i>
 <i>Figura 2.1 – Oscillatore semplice.....</i>	 <i>61</i>
<i>Figura 2.2 – Telaio equivalente all'oscillatore semplice.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 2.3 – Valutazione dell'Indice di Vulnerabilità</i>	<i>64</i>
<i>Figura 2.4 – Procedura N2, periodo corto.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 2.5 – Procedura N2, periodo medio e lungo.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 2.6 – Telaio controventato</i>	<i>69</i>
<i>Figura 2.7 – Telaio controventato – inizio fase non lineare</i>	<i>69</i>
<i>Figura 2.8 – Telaio controventato – asta instabilizzata.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 2.9 – Schema fisico di riferimento, Georgescu.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 2.10 – Diagramma $N-\Delta$.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 2.11 – Definizione duttilità globale in caso di cicli simmetrici e non</i>	<i>77</i>
<i>Figura 2.12 – Duttilità globale in funzione della snellezza adimensionale</i>	<i>78</i>
<i>Figura 2.13 – Diagramma del comportamento dei controventi</i>	<i>80</i>

<i>Figura 3.1 – Pianta e sezione struttura considerata</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3.2 – Curva di pushover – $L=6m$</i>	<i>101</i>
<i>Figura 3.3 – Curva di pushover – $L=8m$</i>	<i>102</i>
<i>Figura 3.4 – Curva di pushover – $L=10m$</i>	<i>103</i>
<i>Figura 3.5 – Determinazione di I_v – $L=6m$</i>	<i>104</i>
<i>Figura 3.6 – Determinazione di I_v – $L=8m$</i>	<i>105</i>
<i>Figura 3.7 – Determinazione di I_v – $L=10m$</i>	<i>106</i>
 <i>Figura 4.1 – Pianta e sezione caso studio.....</i>	 <i>108</i>
<i>Figura 4.2 – Parametri di confronto</i>	<i>113</i>
<i>Figura 4.3 – Curve di pushover – $a_g=0.35g$</i>	<i>123</i>
<i>Figura 4.4 – Curve di pushover – $a_g=0.25g$</i>	<i>124</i>
<i>Figura 4.5 – Curve di pushover – $a_g=0.15g$</i>	<i>125</i>
<i>Figura 4.6 – Curve di pushover – $a_g=0.05g$</i>	<i>126</i>
<i>Figura 4.7 – Relazione resistenza elastica-anelastica.....</i>	<i>132</i>
 <i>Figura 5.1 – Pianta e sezione casi studio</i>	 <i>136</i>

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1.1 – La scala Richter</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 1.2 – La scala Mercalli</i>	<i>12</i>
<i>Tabella 1.3 – Confronto tra Richter e Mercalli</i>	<i>13</i>
<i>Tabella 1.4 – Limite superiore dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in altezza</i>	<i>26</i>
<i>Tabella 1.5 – Requisiti per classe di sezione trasversale di elementi dissipativi dipendenti dalla classe di duttilità e dal coefficiente di comportamento di riferimento</i>	<i>27</i>
<i>Tabella 1.6 – Fattori R_d e R_o</i>	<i>28</i>
<i>Tabella 1.7 – Limiti di altezza per le strutture controventate</i>	<i>31</i>
<i>Tabella 1.8 – Valori dei coefficienti di combinazione</i>	<i>40</i>
<i>Tabella 1.9 – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato</i>	<i>42</i>
<i>Tabella 3.1 – Sezioni degli elementi strutturali – DBD</i>	<i>89</i>
<i>Tabella 3.2 – Taglio sismico alla base</i>	<i>89</i>
<i>Tabella 3.3 – Sezioni degli elementi strutturali – FBD</i>	<i>90</i>
<i>Tabella 3.4 – Peso degli elementi strutturali – DBD</i>	<i>91</i>
<i>Tabella 3.5 – Peso degli elementi strutturali – FBD</i>	<i>92</i>
<i>Tabella 3.6 – Confronto in termini di peso</i>	<i>92</i>
<i>Tabella 3.7 – Strutture con controventi a V rovescia</i>	<i>94</i>
<i>Tabella 3.8 – Strutture con controventi a V rovescia</i>	<i>95</i>
<i>Tabella 3.9 – Strutture con controventi a V rovescia</i>	<i>95</i>
<i>Tabella 3.10 – Coefficienti di sovra-resistenza – V_r</i>	<i>96</i>
<i>Tabella 3.11 – Strutture con controventi ad X</i>	<i>97</i>
<i>Tabella 3.12 – Strutture con controventi ad X</i>	<i>98</i>
<i>Tabella 3.13 – Strutture con controventi ad X</i>	<i>98</i>
<i>Tabella 3.14 – Coefficienti di sovra-resistenza – X</i>	<i>99</i>
<i>Tabella 3.15 – Confronti in peso – $L=6m$</i>	<i>100</i>
<i>Tabella 3.16 – Confronti in peso – $L=8m$</i>	<i>100</i>
<i>Tabella 3.17 – Confronti in peso – $L=10m$</i>	<i>101</i>
<i>Tabella 3.18 – Indice di vulnerabilità – $L=6m$</i>	<i>104</i>
<i>Tabella 3.19 – Indice di vulnerabilità – $L=8m$</i>	<i>105</i>

<i>Tabella 3.20 –Indice di vulnerabilità – $L=10m$.....</i>	<i>106</i>
<i>Tabella 4.1 – Schema strutture progettate</i>	<i>111</i>
<i>Tabella 4.2 – Taglio sismico alla base.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabella 4.3 – Coefficiente Ω - 6m.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabella 4.4 – Coefficiente Ω - 8m.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabella 4.5 – Coefficiente Ω - 10m.....</i>	<i>115</i>
<i>Tabella 4.6 – Variazione Ω - 6m</i>	<i>115</i>
<i>Tabella 4.7 – Variazione Ω - 8m</i>	<i>116</i>
<i>Tabella 4.8 – Variazione Ω - 10m</i>	<i>116</i>
<i>Tabella 4.9 – Peso globale delle strutture</i>	<i>117</i>
<i>Tabella 4.10 – Variazione % del peso globale delle strutture</i>	<i>117</i>
<i>Tabella 4.11 – Peso degli elementi diagonali</i>	<i>118</i>
<i>Tabella 4.12 – Variazione % del peso degli elementi controventi ...</i>	<i>118</i>
<i>Tabella 4.13 – Peso degli elementi colonne.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabella 4.14 – Variazione del peso delle colonne.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabella 4.15 – Rapporto F_l/F_h</i>	<i>127</i>
<i>Tabella 4.16 – Rapporto F_u/F_l</i>	<i>128</i>
<i>Tabella 4.17 – Rapporto d_u/d_l</i>	<i>129</i>
<i>Tabella 4.18 – Rapporto S_d^*/S_{du}.....</i>	<i>130</i>
<i>Tabella 4.19 – Fattore di struttura q</i>	<i>132</i>
<i>Tabella 5.1 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>139</i>
<i>Tabella 5.2 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>139</i>
<i>Tabella 5.3 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>139</i>
<i>Tabella 5.4 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>139</i>
<i>Tabella 5.5 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>140</i>
<i>Tabella 5.6 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>140</i>
<i>Tabella 5.7 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>140</i>
<i>Tabella 5.8 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>140</i>
<i>Tabella 5.9 – Coefficiente Ω_{min} – sei pian.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 5.10 – Coefficiente Ω_{min} – sei pian.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 5.11 – Coefficiente Ω_{min} – sei piani.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 5.12 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 5.13 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabella 5.14 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabella 5.15 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabella 5.16 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabella 5.17 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.35g$.....</i>	<i>143</i>

<i>Tabella 5.18 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>144</i>
<i>Tabella 5.19 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>144</i>
<i>Tabella 5.20 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>144</i>
<i>Tabella 5.21 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>145</i>
<i>Tabella 5.22 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>145</i>
<i>Tabella 5.23 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>145</i>
<i>Tabella 5.24 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>145</i>
<i>Tabella 5.25 – Rapporto F_1/F_h – sei piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>146</i>
<i>Tabella 5.26 – Rapporto F_1/F_h – sei piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>146</i>
<i>Tabella 5.27 – Rapporto F_1/F_h – sei piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>146</i>
<i>Tabella 5.28 – Rapporto F_1/F_h – sei piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>146</i>
<i>Tabella 5.29 – Rapporto F_1/F_h – tre piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>147</i>
<i>Tabella 5.30 – Rapporto F_1/F_h – tre piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>147</i>
<i>Tabella 5.31 – Rapporto F_1/F_h – tre piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>147</i>
<i>Tabella 5.32 – Rapporto F_1/F_h – tre piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>148</i>
<i>Tabella 5.33 – Rapporto F_u/F_1 – sei piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>148</i>
<i>Tabella 5.34 – Rapporto F_u/F_1 – sei piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>148</i>
<i>Tabella 5.35 – Rapporto F_u/F_1 – sei piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>149</i>
<i>Tabella 5.36 – Rapporto F_u/F_1 – sei piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>149</i>
<i>Tabella 5.37 – Rapporto F_u/F_1 – tre piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>149</i>
<i>Tabella 5.38 – Rapporto F_u/F_1 – tre piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>150</i>
<i>Tabella 5.39 – Rapporto F_u/F_1 – tre piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>150</i>
<i>Tabella 5.40 – Rapporto F_u/F_1 – tre piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>150</i>
<i>Tabella 5.41 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>151</i>
<i>Tabella 5.42 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>151</i>
<i>Tabella 5.43 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>151</i>
<i>Tabella 5.44 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>152</i>
<i>Tabella 5.45 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.35g$</i>	<i>152</i>
<i>Tabella 5.46 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.25g$</i>	<i>153</i>
<i>Tabella 5.47 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.15g$</i>	<i>153</i>
<i>Tabella 5.48 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.05g$</i>	<i>153</i>

INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si è presa sempre maggiore coscienza dei danni che gli eventi naturali possono arrecare alle opere realizzate dall'uomo. La consapevolezza che gli eventi naturali potessero arrecare danni anche di notevole entità alle strutture è sempre stata presente nelle coscienze degli uomini, ma negli ultimi anni il succedersi di eventi catastrofici naturali quali terremoti (ad es. Northridge, Los Angeles, 17 gennaio 1994; Hyogo-ken Nanbu, Kobe, 17 gennaio 1995) e maremoti (Oceano Indiano, dicembre 2004, avvenuto a seguito di un violentissimo terremoto verificatosi al largo della costa nord-occidentale di Sumatra (Indonesia)), ha portato una sempre maggiore richiesta ai tecnici ed ai politici di garantire una maggiore sicurezza sia delle strutture di nuova edificazione ma anche e soprattutto delle strutture esistenti.

In Italia, a seguito del tragico evento del terremoto del Molise, verificatosi il 31 ottobre 2002, in cui il crollo di una scuola provocò la morte di ventisette bambini e di una maestra, la Protezione Civile ha adottato l'*Ordinanza 20 marzo 2003, n. 3274* al fine di fornire una risposta immediata alle necessità di aggiornamento e classificazione sismica e delle norme sismiche. Con tale Ordinanza si volevano definire in maniera specifica le regole di progettazione delle strutture in zona sismica. L'aspetto saliente di tale Ordinanza è la classificazione sismica di tutto il territorio nazionale tramite l'introduzione di una quarta zona per cui veniva data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione sismica. L'Ordinanza

n. 3274 e la sua successiva versione (OPCM 3431 del 3 maggio 2005), prendevano quale riferimento le prescrizioni dell'Eurocodice 8, ma erano impostate in maniera tale da presentare anche un certo numero di elementi innovativi, purtroppo andati persi nella normativa tecnica attualmente vigente in Italia (*NTC2008 - "Norme tecniche per le costruzioni"* - D.M. 14 Gennaio 2008).

Tali norme hanno introdotto per la prima volta il calcolo agli stati limite come unico metodo di calcolo delle strutture di nuova realizzazione e introdotto il controllo del meccanismo di collasso attraverso l'applicazione delle regole di gerarchia delle resistenze ("capacity design"). Nelle nuove norme si è introdotto un sempre maggiore grado di difficoltà cui, nell'intenzione del legislatore, doveva corrispondere un maggiore grado di sicurezza e accuratezza nella progettazione delle nuove strutture, in particolar modo di quelle di acciaio per le quali, prima del 2003, era veramente affidato pochissimo spazio nella normativa italiana.

Il presente lavoro si inquadra in tale direzione ed è stato condotto nell'ambito del progetto di ricerca del consorzio interuniversitario ReLUIS 2010/2013 – Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica; linea 1 "*Aspetti nella progettazione sismica delle nuove costruzioni*" – task 2 "*Strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo*" - unità di ricerca UNINA-ING.

Lo scopo di tale progetto è incentrato in particolare sulla valutazione critica di alcuni aspetti e prescrizioni della normativa sismica attualmente in vigore sulle strutture in acciaio con controventi concentrici.

L'attività di studio e ricerca di seguito illustrata è suddivisa in cinque capitoli.

Nel primo capitolo viene eseguita una breve descrizione del fenomeno sismico, si riportano le prescrizioni normative riguardanti le strutture con controventi concentrici, anche facendo riferimento a quelle vigenti in altri Stati, e vengono fatte infine alcune considerazioni sulle indicazioni della normativa tecnica vigente in Italia sui controventi concentrici.

Il secondo capitolo analizza nel dettaglio le metodologie di analisi sismica utilizzate per la valutazione delle prestazioni delle strutture esaminate. In tale capitolo vengono anche descritte le tecniche di modellazione utilizzate sia per gli elementi strutturali dissipativi che per quelli non dissipativi.

Nel terzo capitolo vengono eseguiti i confronti fra la progettazione eseguita mediante due diverse metodologie di progetto applicate ad uno stesso schema strutturale con controventi a V rovescia, nonché fra il comportamento di due diverse tipologie di controventi concentrici (a V rovescia e a X) aventi stesse dimensioni geometriche.

Nel quarto capitolo è stata condotta un'analisi parametrica sui controventi concentrici a V rovescia, considerando alcune prescrizioni della norma ritenute maggiormente influenti nella progettazioni di tali sistemi strutturali, facendo variare la zona sismica, la luce del campo di controvento e agendo sul coefficiente di sovra-resistenza ω .

Nel quinto capitolo è stata invece eseguita un'analisi parametrica sui controventi concentrici ad X, facendo variare una serie di parametri significativi per la progettazione, quali la zona sismica, la categoria di suolo sismico, la classe di duttilità e la possibilità di considerare in progetto solo la diagonale tesa o entrambe le diagonali.

CAPITOLO 1

QUADRO NORMATIVO

1.1 I TERREMOTI

Un terremoto è un rapido movimento vibratorio del suolo che si manifesta con scosse ondulatorie o sussultorie. È originato o da uno spostamento tettonico all'interno della crosta, o da fenomeni vulcanici. Il punto nelle viscere della terra in cui ha origine l'evento viene definito *ipocentro*, mentre il corrispondente punto superficiale, *epicentro*. Questo fenomeno naturale è determinato dall'improvvisa rottura d'equilibrio delle tensioni agenti nelle stratificazioni terrestri, in zone caratterizzate da instabilità. Quando le tensioni, accumulate nelle zone instabili per una ragione qualsiasi (orogenesi, dislocazione degli strati, fenomeni chimico-fisici con brusco cambiamento di stato, ecc.), prevalgono bruscamente sulla resistenza del mezzo si generano fratture e scorrimenti. Contemporaneamente nel luogo di rottura si originano onde elastiche, longitudinali e trasversali, che si propagano in ogni direzione. Oltre che dall'intensità delle forze a cui si deve la rottura d'equilibrio, la possibilità di dislocazioni in superficie è legata alla profondità della zona dove la rottura si è determinata. A parità di altre condizioni, un terremoto è tanto più disastroso nella zona epicentrale, quanto meno è profondo, con il crescere della profondità, gli spostamenti permanenti da esso provocati in superficie si fanno sempre più lievi.

Il terremoto, rispetto a tutte le altre catastrofi naturali è quello che determina il maggior numero di vittime, non solo per i danni che provoca lo scuotimento del terreno sugli edifici provocando crolli, ma spesso dando origine ad altri fenomeni disastrosi ad esso subordinati.

Ci sono zone della crosta terrestre che sono maggiormente interessate da tale fenomeno ed altre, invece, che ne sono quasi del tutto esenti. Le zone che ne sono maggiormente interessate sono quelle che affacciano sul pacifico, come l'America occidentale e l'Asia orientale. Le zone comprese tra l'Europa e l'Asia, invece sono tra quelle che risentono in misura minore dei fenomeni di scuotimento della crosta terrestre. Esistono, inoltre, zone della terra che non sono minimamente interessate a fenomeni sismici quali l'Australia, l'Africa, la parte nord dell'America meridionale ed il Brasile.

Solitamente quando in una zona si presenta un terremoto non è mai un episodio isolato ma si può parlare di “*sciame sismico*” cioè di una sequenza più o meno prolungata, più o meno intensa di scosse sismiche. Lo sciame sismico può durare giorni mesi o addirittura anni.

1.1.1 Le onde sismiche

Nel processo sismico vengono generate ben sei tipi di onde; due di esse sono classificate come “*onde di volume*” (si propagano all'interno della terra); le altre quattro come “*onde di superficie*”. Le onde di volume si suddividono in primarie e secondarie (Figura 1.1).

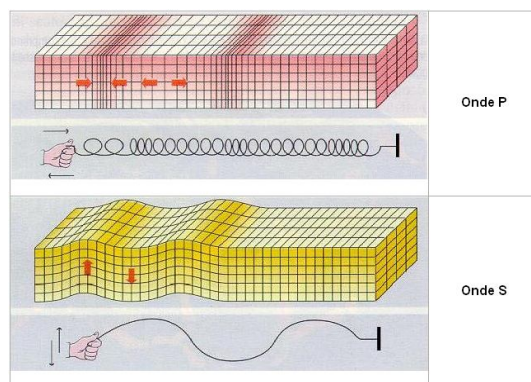


Figura 1.1 – Le onde di volume

(<http://www.vialattea.net/spaw/image/geologia/onde%20sismiche/molla.jpg>)

Quelle primarie (*onde P*), in qualità di onde longitudinali, provocano successive compressioni e decompressioni della materia nella stessa direzione in cui si propagano, mentre le secondarie (*onde S*), in qualità di onde trasversali, provocano l'oscillazione delle particelle di materia investite in direzione normale alla direzione di propagazione. Le onde P sono più veloci di quelle S (circa 1,7 volte), pertanto sono le prime ad essere rilevate dai sismografi.

Quando le onde di volume giungono in superficie all'epicentro, da qui inizia una propagazione di onde superficiali concentriche di vario tipo; le più comuni sono quelle *Rayleigh (onde R)* e quelle *Love (onde L)* (Figura 1.2).

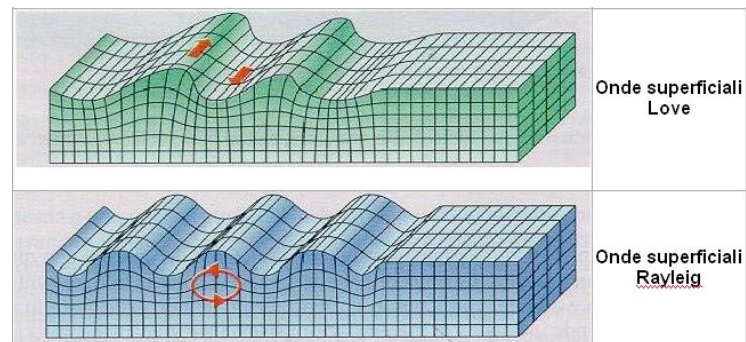


Figura 1.2 – Schema di propagazione delle onde di superficie
(<http://www.vialattea.net/spaw/image/geologia/onde%20sismiche/molla.jpg>)

Le prime fanno compiere un'orbita ellittica alle particelle colpite e sono responsabili delle scosse sussultorie; le seconde causano una oscillazione orizzontale (trasversale rispetto alla direzione di propagazione dell'onda) e sono responsabili delle scosse ondulatorie.

Sia le onde di compressione (P) che quelle di taglio (S) sono onde elastiche infatti non deformano in modo permanente i materiali che attraversano.

La scossa nel sito del terremoto ha luogo nel momento in cui avviene lo slittamento della faglia e solamente per la durata di questo processo, che va dai secondi a qualche minuto al massimo. Le onde sismiche generate dalla rottura continuano a propagarsi dopo che il movimento della faglia ha avuto termine, attraversando il globo per 20 minuti. E' solo nelle immediate vicinanze della faglia, intorno

all'epicentro del terremoto, che queste vibrazioni sono sufficientemente potenti da poter causare dei danni. Le onde sismiche possono essere avvertite a grandi distanze dall'epicentro, e per questo motivo sono utili ai fini dello studio dei terremoti. I sismografi, gli strumenti che registrano queste onde, possono segnalare attività sismiche su ampie estensioni del globo, incluse regioni dove raramente possono essere effettuate misurazioni in loco. La registrazione dell'arrivo di onde di pressione e scorrimento effettuata dai sismografi può essere utilizzata per determinare l'epicentro, l'estensione e l'orientazione della faglia.

1.1.2 La classificazione dei terremoti

Gli eventi sismici possono essere classificati in base alla profondità dell'ipocentro e in base alla causa da cui si scaturlisce l'energia sismica.

Per quel che riguarda la profondità dell'ipocentro si possono distinguere: *terremoti superficiali*, se l'ipocentro è compreso fra zero e settanta chilometri; *terremoti intermedi*, se la profondità dell'ipocentro è compresa fra settanta e trecento chilometri; *terremoti profondi*, se vengono generati a profondità superiori ai trecento chilometri. In base alla fonte da cui si genera l'energia si possono avere: *terremoti vulcanici*, quelli legati ai movimenti del magma, *terremoti di crollo*, legati al crollo o sprofondamento di grotte o caverne, *terremoti tettonici*, legati a movimenti di masse rocciose lungo una linea di frattura profonda della crosta, detta *faglia*, dovuta al movimento dei continenti. Lungo la faglia si accumulano delle tensioni che con il tempo raggiungono un valore limite che porta alla rottura della faglia stessa e al conseguente rilascio di energia sotto forma di terremoto.

1.1.3 I terremoti tettonici

I terremoti di natura tettonica, sono più frequenti e più devastanti tra tutti i tipi di eventi sismici che si possono verificare; si verificano lungo i margini delle *zolle litosferiche*, che altro non sono che delle placche rigide in cui la crosta terrestre è suddivisa. Le placche scorrono sulla sottostante *astenosfera*, muovendosi le une rispetto alle altre. Se il movimento tende ad avvicinare le due placche, suole parlarsi di *marginale convergente*; se invece le allontana, *marginale divergente*; infine se il movimento è di scorrimento fra due zolle adiacenti, si parla di *marginale trasforme*. I terremoti possono presentare caratteristiche differenti a seconda del margine interessato.

In corrispondenza dei margini convergenti di placche si verificano la quasi totalità degli eventi sismici; essi presentano ipocentro superficiale o intermedio. Nei margini divergenti, presenti in particolare lungo le dorsali medio oceaniche, si verificano in genere terremoti di intensità moderata con ipocentro collocato a profondità intermedia.

1.1.4 Le scale di misurazione dei terremoti

Dall'intensità di un terremoto dipendono gli effetti cagionati, i terremoti più disastrosi possono provocare: gravi perdite di vite umane, distruzioni di edifici e manufatti, tsunami e liquefazione dei suoli. Il *sismografo* è lo strumento che consente di registrare l'intensità, la durata ed il tipo di scossa tellurica, (Figura 1.3).

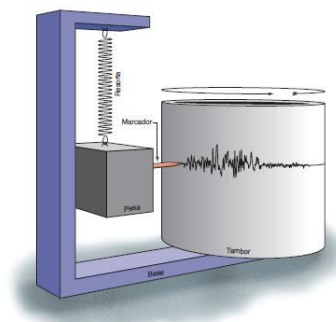


Figura 1.3 – Sismografo

Il funzionamento si basa sul principio di inerzia della massa sospesa, che resta ferma mentre il supporto si muove solidale con il terreno al quale è ancorato. Di sismografi ne esistono due tipologie differenti, uno è in grado di registrare i movimenti orizzontali, mentre l'altro misura i movimenti verticali. I dati trascritti sul cilindro rotante, consentono di comporre il *sismogramma* (Figura 1.4), grazie al quale è possibile rilevare le caratteristiche del terremoto.

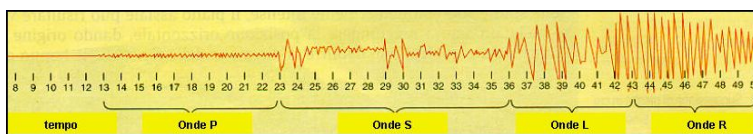


Figura 1.4 – Sismogramma

La misura dell'intensità sismica può essere esplicitata mediante due scale di misurazione, la *scala Richter* e la *scala Mercalli*.

Tabella 1.1 – La scala Richter

Grado	TNT equivalente	Frequenza
0	1 chilogrammo	circa 8.000 al giorno
1	31,6 chilogrammi	
1,5	178 chilogrammi	
2	1 tonnellata	circa 1.000 al giorno
2,5	5,6 tonnellate	
3	31,6 tonnellate	circa 130 al giorno
3,5	178 tonnellate	
4	1000 tonnellate	circa 15 al giorno
4,5	5600 tonnellate	
5	31600 tonnellate	2-3 al giorno
5,5	178000 tonnellate	
6	1 milione di tonnellate	120 all'anno
6,5	5,6 milioni di tonnellate	
7	31,6 milioni di tonnellate	18 all'anno
7,5	178 milioni di tonnellate	
8	1 miliardo di tonnellate	1 all'anno
8,5	5,6 miliardi di tonnellate	
9	31,6 miliardi di tonnellate	1 ogni 20 anni
9,5	178 miliardi di tonnellate	
10	1000 miliardi di tonnellate	sconosciuto

La scala Richter (dal nome del sismologo americano Charles Francis Richter) (Tabella 1.1), misura l'energia rilasciata da un terremoto all'ipocentro; è una scala logaritmica espressa in nove gradi

di magnitudo; nel passare da un grado di intensità a quello superiore, essendo la scala in valori logaritmici, la potenza di un sisma aumenta di dieci volte. Richter definì come *magnitudo* la misura del logaritmo dell'ampiezza massima di una scossa registrata con un qualsiasi sismografo e confrontata con il logaritmo dell'ampiezza di una scossa campione, che lo stesso tipo di sismografo registra alla distanza epicentrale di cento chilometri. Lo zero della scala equivale ad una energia liberata pari a centomila Joule. Partendo da questo principio sono state dedotte relazioni opportune che consentono di trarre dalle registrazioni sismiche, la magnitudo dei terremoti che le hanno determinate.

La scala Mercalli, introdotta all'inizio del ventesimo secolo dal sismologo italiano Giuseppe Mercalli, è stata definita seguendo un approccio differente rispetto alla precedente. Nella scala Mercalli l'intensità dei terremoti viene definita sulla base dei danni prodotti (Tabella 1.2).

Tabella 1.2 – La scala Mercalli

Grado	Scossa	Descrizione
I	Strumentale	non avvertito
II	Leggerissima	avvertito solo da poche persone in quiete, gli oggetti sospesi esilmente possono oscillare.
III	Leggera	avvertito notevolmente da persone al chiuso, specie ai piani alti degli edifici; automobili ferme possono oscillare lievemente.
IV	Mediocre	avvertito da molti all'interno di edifici in ore diurne, all'aperto da pochi; di notte alcuni vengono destati; automobili ferme oscillano.
V	Forte	avvertito da tutti, molti destati nel sonno; crepe nei rivestimenti, oggetti rovesciati; a volte scorrimento di alberi e pali.
VI	Molto forte	avvertito da tutti, molti spaventati corrono all'aperto; spostamento di mobili pesanti, caduta di intonaco e danni ai comignoli; danni lievi.
VII	Fortissima	tutti fuggono all'aperto; danni trascurabili a edifici di buona progettazione e costruzione, da lievi a moderati per strutture ordinarie ben costruite; avvertito da persone alla guida di automobili.
VIII	Rovinoso	danni lievi a strutture antisismiche; crolli parziali in edifici ordinari; caduta di ciminiere, monumenti, colonne; ribaltamento di mobili pesanti; variazioni dell'acqua dei pozzi.
IX	Disastrosa	danni a strutture antisismiche; perdita di verticalità a strutture portanti ben progettate; edifici spostati rispetto alle fondazioni; fessurazione del suolo; rottura di cavi sotterranei.
X	Grande disastro	distruzione della maggior parte delle strutture in muratura; notevole fessurazione del suolo; rotaie piegate; frane notevoli in argini fluviali o ripidi pendii.
XI	Catastrofica	poche strutture in muratura rimangono in piedi; distruzione di ponti; ampie fessure nel terreno; condutture sotterranee fuori uso; sprofondamenti e slittamenti del terreno in suoli molli.
XII	Grande catastrofe	danneggiamento totale; onde sulla superficie del suolo; distorsione delle linee di vista e di livello; oggetti lanciati in aria.

Nella Tabella 1.3 viene riportato un confronto tra le due scale precedentemente riportate:

<i>Tabella 1.3 – Confronto tra Richter e Mercalli</i>	
<i>Scala Richter</i>	<i>Scala Mercalli</i>
<i>I.</i> Avvertito quasi da nessuno	2,5 Generalmente non avvertita
<i>II.</i> Avvertito da pochissime persone	
<i>III.</i> Molti avvertono solo un tremore	3,5 Avvertito da molte persone
<i>IV.</i> Sentito da molti, come se un camion avesse urtato un edificio	
<i>V.</i> Sentito quasi da tutti; molti si svegliano dal sonno. Alberi e lampioni oscillano	
<i>VI.</i> Sentito da tutti; molte persone corrono all'aperto; si sposta il mobilio e si verificano lievi danni	4,5 Può verificarsi qualche danno locale
<i>VII.</i> Tutti corrono all'aperto. Le strutture deboli sono notevolmente danneggiate. Lievi le altre strutture	
<i>VIII.</i> Le strutture antisismiche sono leggermente danneggiate; le altre crollano	6,0 Terremoto distruttivo
<i>IX.</i> Tutti gli edifici sono notevolmente danneggiati; in molti si spostano le fondamenta. Saccature nel terreno.	
<i>X.</i> Molte strutture distrutte. Il terreno presenta grandi spaccature	7,0 Terremoto disastroso
<i>XI.</i> Quasi tutte le strutture cadono. I ponti crollano.	8,0 e oltre Terremoto catastrofico
<i>XII.</i> Distruzione totale. Le onde sismiche sono visibili sulla superficie e gli oggetti vengono scagliati in alto	

1.2 STATO DELL'ARTE

La progettazione di strutture di acciaio dovrebbe offrire notevoli vantaggi in termini sia estetici, una ossatura strutturale esile e quindi più semplice da rendere “invisibile” alla vista, sia intermini di versatilità, la struttura può anche essere lasciata a vista e modellata in forme che con il calcestruzzo sarebbe impossibile anche solo pensare. L'altro vantaggio delle strutture di acciaio è rappresentata dalla loro elevata duttilità e resistenza rispetto al rapporto di forma delle sezioni.

I principi del *performance based seismic design*, alla base delle moderne normative tecniche, dovrebbero favorire l'utilizzo delle strutture di acciaio in quanto basata su criteri prestazionali. In realtà non è proprio così, come si è voluto evidenziare con il presente lavoro la normativa vigente in Italia non favorisce del tutto l'utilizzo delle strutture di acciaio in virtù dei criteri progettuali che fanno un po' perdere parte del vantaggio che questa tipologia di struttura possiede da sempre, quali rapidità di esecuzione delle opere e strutture molto sottili.

Per quanto concerne le strutture con controventi concentrici, la semplicità di progettazione, realizzazione e fabbricazione rendono tali strutture altamente competitive nel campo dell'ingegneria strutturale. Sotto azioni sismiche di elevata intensità, però, presentano fenomeni da non sottovalutare. Infatti, gli elementi dissipativi di tali strutture, le diagonali, presentano un comportamento non lineare dovuto al fenomeno di instabilità dell'asta compressa. Inoltre presentano fenomeni degradanti per cicli successivi al primo. Non potendo fare affidamento su meccanismi dissipativi stabili, i controventi concentrici sono caratterizzati da una duttilità contenuta. La norma prescrive dei limiti della snellezza adimensionale delle aste di controvento, sia superiore che inferiore nel caso di controventi ad X e solo superiore nel caso di controventi a V rovescia. Il limite superiore vuole evitare l'utilizzo di aste troppo snelle e quindi l'instabilizzazione sotto carichi ad azione sismica bassa. Si vuole dunque garantire un buon livello di dissipazione sotto azioni cicliche. Il limite inferiore è definito per evitare di sottostimare le azioni agenti nelle colonne nella fase di

comportamento elastico delle diagonali, ovvero quando le diagonali tese e compresse sono entrambe attive. Se non si tenesse conto di questa limitazione, la sollecitazione in fase di pre-buckling risulterebbe maggiore di quella in fase di post-buckling, in quanto lo schema adottato in progetto è quello di sola diagonale tesa attiva. Inoltre, per ottenere un soddisfacente comportamento isteretico ed evitare fenomeni di shock-loading sotto condizioni cicliche (Elghazouli, 2003), il valore di λ non deve essere superiore a 2.0.. Inoltre, l'applicazione delle disposizioni prescritte dalla normativa vigente conduce alla progettazione di strutture caratterizzate da meccanismi di collasso parziali. Per effetto della limitazione alla snellezza delle diagonali, imposta allo scopo di consentire la concentrazione di fenomeni non lineari in tali elementi viene indotto un sovradimensionamento soprattutto ai piani superiori. Ne consegue un impegno plastico non uniforme delle diagonali con concentrazione del danneggiamento strutturale in corrispondenza del piano caratterizzato dalla sovra-resistenza minima della diagonale. Inoltre, i criteri previsti per il dimensionamento degli elementi non dissipativi (travi, colonne e collegamenti) non portano in conto la capacità effettiva delle zone dissipative. Ne consegue che le diagonali sono in grado di trasmettere, in condizioni di collasso, sforzi ben maggiori di quelli di progetto, con la possibilità che si verifichi, ad esempio la crisi prematura delle colonne per instabilizzazione fuori piano. Alla luce delle problematiche esposte le prestazioni sismiche dei controventi possono essere migliorate o ricorrendo ad innovative metodologie di progettazione, con l'obiettivo di superare le problematiche connesse al verificarsi di meccanismi fragili, oppure utilizzando speciali dispositivi per controllare il comportamento inelastico delle diagonali (Tremblay, 2007). Tra le strategie innovative presenti in letteratura si può citare l'introduzione di diagonali dotate di tagli alle estremità (*brace fuses*). Questa tecnica consente di ridurre, o al limite annullare, lo squilibrio tra resistenza assiale in trazione e compressione delle diagonali. Infatti, siccome la resistenza plastica è legata all'area della sezione trasversale, ricorrendo ad un'opportuna calibrazione della dimensione dei tagli è possibile ridurre, o al limite annullare, lo

squilibrio con la resistenza in compressione, che dipende invece anche dalla snellezza dell'elemento.

Questa tecnica consente, per esempio, nel caso dei controventi a V di ridurre lo squilibrio verticale agente sulla trave di piano, o ancora, nel caso in cui la progettazione tenga conto delle diagonali compresse attive (come previsto per esempio dalle normative adottate nel nord America) (Rezai et al., 2000), di ridurre la sovra-resistenza laterale. In questo ultimo caso, infatti, il progetto delle diagonali è dettato dagli elementi compressi, per cui, attraverso l'uso delle diagonali integre, verrebbe a determinarsi una significativa sovra-resistenza laterale che andrebbe ad aggravare il dimensionamento degli elementi non dissipativi. La riduzione della resistenza plastica delle diagonali è stata anche proposta in Longo et al. (2005) con riferimento alla progettazione per sole diagonali tese attive (per esempio prevista dalle normative europee) con il nome di *Reduced Section Solution (RSS)*. Tuttavia rispetto alla soluzione precedente è diverso l'obiettivo di progetto. La calibrazione della dimensione dei tagli è orientata, in questo caso, a minimizzare i fattori di sovra-resistenza delle diagonali, rendendoli al limite uguali e unitari, allo scopo di ottenere una più uniforme partecipazione dei diversi piani alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso scongiurando la concentrazione del danneggiamento e quindi la formazione di meccanismi locali. Altro sistema di controventi concentrici è rappresentato da diagonali ad instabilità impedita o *BRB (Buckling Restrained Braces)* in sostituzione delle classiche diagonali. Tali elementi sono costituiti da un'unità interna (*inner core*) che rappresenta l'elemento effettivamente resistente alle azioni assiali, e da un'unità esterna (*buckling restraining unit*) che ha la funzione di impedire l'instabilizzazione dell'elemento interno. La tipologia più diffusa, che va sotto il nome di *unbonded BRB* (cioè privo di attrito), è realizzata mediante un piatto o un elemento cruciforme (che fungono da elemento interno) inserito in un tubo riempito di malta o calcestruzzo. Tra l'elemento metallico interno e il materiale di riempimento viene frapposto un materiale che consente lo scorrimento relativo senza attrito (da cui appunto *unbonded*) (Black et al., 2008).

Recentemente si stanno sviluppando anche dispositivi del tipo only-steel, cioè in cui anche l'elemento esterno è realizzato in acciaio (in composizione saldata o bullonato) (D'Aniello et al., 2008), che rappresentano sicuramente una maggiore attrattiva per l'industria dell'acciaio. I BRB, sviluppati inizialmente in Giappone come smorzatori isteretici per strutture a telaio, sono stati impiegati in sostituzione delle diagonali tradizionali nei controventi a partire dalla fine degli anni '90 nel nord America (Tremblay et al., 1999). Il vantaggio offerto da questi dispositivi consiste nel disporre di un elemento a comportamento ideale caratterizzato dalla stessa resistenza in trazione e compressione e da cicli isteretici ampi e stabili.

Una metodologia di progettazione diversa da quella indicata dalla norma, che in sostanza è basata sulle forze "*Force Based Design*" (*FBD*) è quella basata su un approccio in cui spostamenti e deformazioni massimi accettabili sono l'obiettivo primario da perseguire e dunque il punto di partenza della progettazione (*Displacement Based Design*, *DBD*). Tale metodologia consente la limitazione degli spostamenti (Alterio et al. 2009 e Della Corte et al. 2009). In particolare tale approccio è stato utilizzato nel presente lavoro per effettuare il confronto con una struttura progettata secondo norma, come si vedrà più nel dettaglio nel seguito.

1.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI SISMO-RESISTENTI

Nella normativa tecnica italiana sono configurate diverse tipologie di sistemi sismoresistenti. Nel seguito vengono elencati tali sistemi così come riportati nelle NTC08.

Viene effettuata una prima distinzione in funzione del comportamento sotto azione sismica:

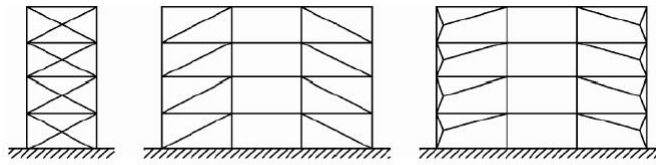
- a) **Strutture intelaiate:** composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **Strutture con controventi concentrici:** nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie riportate nella Figura 1.5

b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;

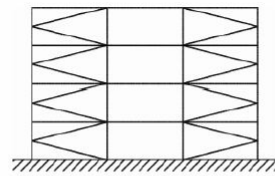
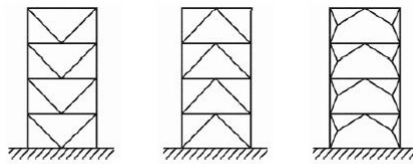
b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;

b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.

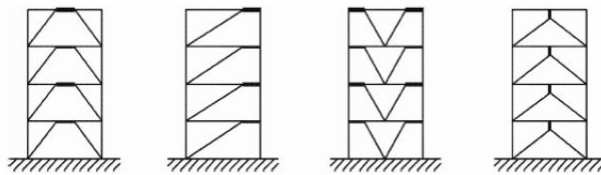
- c) **Strutture con controventi eccentrici**: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali;
- d) **Strutture a mensola o a pendolo inverso**: costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base;
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici**: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature**: costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.



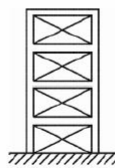
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

Figura 1.5 – Tipologie strutturali

1.4 LE NORME SISMICHE PRIMA DEL 1974

In Italia la normativa sismica ha fatto sempre seguito aa eventi che hanno interessato il territorio nazionale provocando tanto danni alle costruzioni quando perdite umane. Tanto più l'evento sismico era catastrofico tanto più gli interventi normativi si muovevano celermente e in maniera più restrittiva, le indicazioni quindi hanno sempre seguito un evento sismico apportando modifiche alle zonizzazioni sismiche del territorio senza mai prevedere la possibilità di effettuare interventi di prevenzione attiva.

Il primo intervento in materia di normativa sismica è del 1627, dopo il terremoto che colpì la Campania, fu definito un metodo costruttivo definito "*sistema baraccato alla beneventana*", basato su di una struttura in legno, con ritti infissi in un basamento di muratura e con le specchiature dei telai chiuse con materiali leggeri, come ad esempio il legno, cementate con mala e intonacate. Tale sistema "baraccato" fu riproposto come sistema idoneo per strutture antisismiche anche nella legge del marzo 1784, emanata da Ferdinando IV di Borbone che dopo il terremoto del 1783 si Messina e della Calabria emanò una specie di circolare illustrativa. Nella quale definiva l'altezza della fondazione (130cm circa), fissava lo spessore delle murature in 65cm, imponeva l'uso di materiale lapideo per le costruzioni di piccola taglia, "abbracciabile dalla mano". Definiva la forma della struttura di copertura che doveva poggiare su appositi cordoli di sommità alle murature, collegati ad essa in modo tale da formare "... quasi un telaro".

Dopo il terremoto del 1859 a Norcia, il Governo Pontificio di Pio IX emanò un regolamento edilizio in cui fissava le caratteristiche che le nuove costruzioni dovevano avere per essere considerate sicure sotto azioni simiche. il numero massimo di piani era fissato a due, l'altezza massima dal terreno alla gronda era fissata in 8m. Lo spessore minimo delle murature interne era di 60cm; quelle esterne dovevano avere una inclinazione di un ventesimo dell'altezza tale da allargarne la base. Veniva prescritto il collegamento tra le murature "... onde facciano una massa tutta unita". Veniva imposto che le

aperture fossero verticalmente allineate e sufficientemente lontane dagli angoli, sia le aperture esterne che quelle interne.

Nel 1883 a seguito del terremoto di Casamicciola venne emanato il R.D. del 29 agosto 1884 n. 2600, nel quale venivano fissate le altezze massime delle nuove costruzioni a 10m , venivano vietate le strutture spingenti, limitate le lunghezze degli aggetti in genere a 60cm.

Nel 1905 a seguito del terremoto che colpì le zone di Messina e Calabria venne emanato il R.D. del 16 settembre 1906 n. 511 e successivamente a seguito della distruzione di Messina e Reggio Calabria avvenuta nel 28 dicembre 1908 furono emanate le norme tecniche del R.D. del 18 aprile 1909 n. 193, seguito dalla circolare del 20 aprile 1909 n. 2664; in essi si prescriveva tra l'altro l'esclusione di strutture spingenti, buon ammassamento delle murature, limitazione a 5m di distanza tra le murature portanti, inoltre prescrivevano che le costruzioni fossero realizzate con un'ossatura di legno, ferro, cemento armato o muratura armata vietando l'uso dei mattoni o dei blocchi di pietra squadrata o listata alle sole costruzioni di un piano. Nel R.D. del 6 settembre 1912 la muratura veniva riammessa per le costruzioni di due piani limitandone l'altezza a 7m.

Altri decreti furono emanati sempre preceduti da un evento sismico, nel 1915, R.D. 29 aprile 1915 n. 573: nel 1924 venne emanato il R.D. del 23 ottobre 1925 n. 1099, fino a giungere nel 1926 in cui fu emanato il R.D. 3 aprile 1926 n. 705 nel quale per la prima volta si introducevano le categorie sismiche; si suddivideva il territorio in due categorie, in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica. In sostanza la mappa sismica in Italia non era altro che la mappa dei territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908; mentre tutti i territori colpiti da eventi sismici prima di tale data non erano classificati come sismici e quindi non vi era nessun obbligo di costruire nel rispetto della normativa antisismica.

Nella prima categoria sismica veniva fissato il limite di 10m e due livelli per le nuove costruzioni, nella seconda categoria si aveva un limite di 12m e tre livelli, con un'altezza di interpiano per entrambe

le categorie limitata a 5m. Le costruzioni in muratura erano ammesse per entrambe le categoria ma con limiti più restrittivi, 8m in prima e 12m in seconda categoria; con una distanza tra le murature portante non superiore a 7m e con uno spessore minimo delle murature di 30cm al secondo livello e di 45cm al primo.

A seguito del terremoto del Belice del 1968 venne emanata la Circolare LL.PP. dell'agosto 1969 n. 6090 contenete *“Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche”* alla quale si è fatto riferimento anche per la muratura armata a pannelli prefabbricati degli anni Ottanta.

1.5 LE NORME SISMICHE DOPO IL 1974

Il legame tra un evento sismico e la sua successiva normativa che aumentava il numero di comuni considerati a rischio sismico e introduceva nuove metodologie di verifica delle strutture non ha mai smesso di coesistere, nemmeno dopo il 1974, anno in cui si verifica il terremoto di Ancona del 1974; ad esso seguì la legge n. 64 del 1974, che però a differenza delle altre ha definito l'apparato normativo su cui si basa la legislazione antisismica vigente. In essa viene stabilito il quadro di riferimento per le modalità di classificazione sismica del territorio italiano, oltre che di redazione delle norme tecniche. In tale legge la classificazione sismica del territorio è ancora eseguita inserendo nell'elenco dei comuni a rischio sismico quelli colpiti da eventi sismici, la novità di tale legge è stata quella di stabilire la possibilità di un aggiornamento iterativo delle norme sismiche ogniquale volta ci fosse stata una migliore e più approfondita conoscenza dei fenomeni sismici. Come detto quindi a seguito del terremoto di Ancona del 1974, fu emanata la legge n. 64 del 2 febbraio 1974 recante *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*; che ha integralmente sostituito la legge 25 novembre 1962 n. 1684, nonché la legge 5 novembre 1971 n. 1086 recante *“Norme per la disciplina delle opere*

in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica"; ad essa ha fatto seguito il D.M.LL.PP. 3 marzo 1975 *"Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*. In seguito ai successivi eventi sismici, venne emanata la legge regionale del Friuli-Venezia Giulia n. 30 del 20 giugno 1977, che introdusse il metodo di calcolo *"POR"*, e il D.L. n. 75 del 19 marzo 1981, poi convertito nella legge n. 219 del 14 maggio 1981, emanata a seguito del terremoto del novembre 1980 e del febbraio 1981 che colpì le zone della Campania e della Basilicata, indicando i provvedimenti per la ricostruzione e lo sviluppo di quelle zone. In seguito fu anche emanato il D.M.LL.PP. 2 luglio 1981 sulla riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma seguito subito dopo dalla circolare n. 21745 del 30 luglio 1981 esplicativa con all'interno le istruzioni necessarie per l'applicazione del decreto. Un intervento normativo non direttamente fatto seguire ad un evento sismico, ma legato in ogni caso ad esso, è l'emanazione nel 10 giugno 1984 delle norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica; tale intervento risultava essere un aggiornamento del decreto 3 marzo 1975, seguita dalla emanazione della relativa circolare LL.PP. n. 25882 del 5 marzo 1985. Tali interventi sono il frutto del progetto denominato *"Geodinamica"* del CNR che ha consentito un notevole aumento delle conoscenze sulla sismicità del territorio nazionale ed hanno consentito la formulazione della classificazione sismica del territorio nazionale in vigore fino al 2003 quando è stata emanata l'ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003.

Cronologicamente parlando il 24 gennaio 1986 fu approvato il nuovo aggiornamento della normativa sismica, corredata dalla circolare n. 27690 del 19 luglio 1986. In un intervento successivo, il 9 gennaio 1987, fu emanato il decreto per le costruzioni in zona normale, subito sostituito dal D.M. 20 novembre 1987, corredata dalla circolare n. 30787 del 4 gennaio 1989. Il 16 gennaio 1996 viene emanato il nuovo aggiornamento della normativa sismica e la relativa circolare n. 65 del 10 aprile 1997.

1.6 NORME SULLE STRUTTURE SISMO-RESISTENTI

Nel presente paragrafo verranno considerate quattro normative di diversi paesi in cui vi sono delle precise regole di progettazione per le strutture di acciaio con controventi concentrici, le normative considerate sono:

1. l'*Eurocodice8* – 2005, normativa emanata dall'Unione Europea nel 2005;
2. il *D.M. 14 gennaio 2008*, “*Norme tecniche per le costruzioni*”, vigenti in Italia e che rappresentano il recepimento dell'EC8;
3. le “*National Building Code of Canada – 2005*”, vigenti in Canada;
4. le “*Seismic Provision for Structural Steel Building – 2010*” vigenti negli U.S.A..

La normativa tecnica italiana, NTC08, verrà analizzata nel dettaglio nella parte finale del presente capitolo.

Le normative elencate verranno messe a confronto in funzione: del fattore di struttura; della classe di duttilità della sezione trasversale; della snellezza degli elementi diagonali e del fattore di sovra resistenza dei controventi.

1.6.1 Eurocodice 2008

Nell'EC8 vi è una classificazione delle tipologie strutturali in funzione del comportamento della struttura resistente primaria in presenza di azioni sismiche: *telai resistenti a flessione*, sono quelli in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da membrane che sviluppano un comportamento essenzialmente flessionale; *telai con elementi di controvento concentrici*: sono quelli in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da membrane soggette a forze assiali; *telai con elementi di controvento eccentrici*, sono quelli in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da membrane caricate assialmente, ma dove la disposizione eccentrica è tale per cui l'energia può essere dissipata nei collegamenti sismici

(seismic link) per mezzo di deformazioni flessionali o taglianti cicliche; *strutture a pendolo capovolto*, sono strutture in cui le zone dissipative sono localizzate alla base delle colonne; *strutture con nuclei di calcestruzzo o pareti di calcestruzzo*, sono quelle in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da questi nuclei o pareti; *telai resistenti a flessione combinati con elementi di controvento concentrici*; *telai resistenti a flessione combinati con tamponamenti*.

Per ogni tipologia di struttura l'EC8 definisce il *coefficiente di comportamento* q (fattore di struttura), nella Tabella 1.4 si riportano i valori per la sola tipologia di strutturale con controventi concentrici

Tabella 1.4 – Limite superiore dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in altezza

<i>Tipologia strutturale</i>	<i>Classe di duttilità</i>	
	DCM media	DCH alta
b) Telaio con elementi di controvento concentrici		
Elementi di controvento diagonali	4	4
Elementi di controvento a V	2	2.5

Nella norma è contemplata la possibilità di una riduzione di tale fattore del 20% in funzione della regolarità strutturale (cfr. prospetto 4.1 pag.32).

I telai con elementi diagonali di controvento concentrici devono essere progettati in modo tale che lo snervamento delle diagonali sottoposte a trazione preceda il collasso delle connessioni e lo snervamento o l'instabilizzazione delle travi o delle colonne. Gli elementi diagonali di controvento devono essere disposti in modo tale che la struttura presenti caratteristiche di deformabilità simili in corrispondenza di ogni piano e nelle opposte direzioni degli elementi irrigidenti sotto carichi di segno alternato.

Per gli elementi dissipativi soggetti a compressione o flessione l'EC8 impone che venga garantita una duttilità locale sufficiente diminuendo il rapporto larghezza-spessore b/t secondo la classe di duttilità della sezione trasversale. In funzione della classe di duttilità e

del coefficiente di comportamento q utilizzato in fase di progettazione, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi di acciaio che dissipano energia sono indicate nella Tabella 1.5:

Tabella 1.5 – Requisiti per classe di sezione trasversale di elementi dissipativi dipendenti dalla classe di duttilità e dal coefficiente di comportamento di riferimento

<i>Classe di duttilità</i>	<i>Valore di riferimento del coefficiente di comportamento q</i>	<i>Classe di sezione trasversale richiesta</i>
DCM	$1.5 < q \leq 2$	Classe 1,2 o 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 o 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

Nei telai con elementi di controvento diagonali a X, la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ si raccomanda sia limitata a: $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2.0$; il limite 1.3 è definito per evitare il sovraccarico delle colonne nella fase pre-critica (quando sia le diagonali tese che compresse sono attive) oltre gli effetti delle azioni ottenute da un'analisi nell'ultima fase dove è considerata attiva la sola diagonale tesa. Nei telai con elementi di controvento diagonali in cui le diagonali non sono disposte come elementi di controvento diagonali ad X la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ si raccomanda sia minore o uguale a 2.0.

Per soddisfare un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali, si raccomanda di controllare che la massima sovra-resistenza Ω_i definita come rapporto tra la resistenza plastica del controvento e lo sforzo normale agente non differisca dal valore minimo Ω_{min} di più del 25%.

Nei telai con elementi di controvento a V, si raccomanda che le travi siano progettate per sopportare sia tutte le azioni di tipo non-sismico senza considerare il supporto intermedio dato dalle diagonali e sia gli effetti dell'azione sismica verticale non equilibrata applicata alla trave dagli elementi di controvento dopo l'instabilizzazione della diagonale compressa. Questo effetto dell'azione è calcolato utilizzando $N_{pl,Rd}$ per la controventatura in trazione e $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ per la

controventatura in compressione; il valore raccomandato per γ_{pb} è di 0.3.

1.6.2 National Building Code of Canada

Nella normativa Canadese, la “*National Building Code of Canada – 2005*”. I sistemi sismo-resistenti (*type of Seismic Force Resisting System*) a controventi concentrici contemplati sono: *Non-chevron Braces*; *Chevron Braces*; *Tension only braces*.

La norma fornisce due categorie di comportamento dissipativo: *Type MD (Moderately ductility)*, corrispondenti al comportamento ad alta duttilità; *Type LD (Limited ductility)*, comportamento a bassa duttilità.

Il fattore di struttura è calcolato mediante la relazione:

$$R_d \cdot R_o \quad (1.1)$$

in cui:

- R_d : fattore di duttilità;
- R_o : fattore di sovra resistenza.

Entrambi i parametri sono tabellati in funzione del solo comportamento dissipativo del controvento.

Tabella 1.6 – Fattori R_d e R_o

<i>Type of SFRS</i>	R_d	R_o
<i>Moderately ductility concentrically braced frames</i>		
Non chevron braces	3.0	1.3
Chevron braces	3.0	1.3
Tension only braces	3.0	1.3
<i>Limited ductility concentrically braced frames</i>		
Non chevron braces	2.0	1.3
Chevron braces	2.0	1.3
Tension only braces	2.0	1.3

La classe di duttilità della sezione trasversale è fissata in funzione della forma della sezione con i limiti dettati dalla CSA S16 e riportati

in: “Table1 Maximun Whidth to Thickenss Rations: Elementes in Axial Compression” e in: “Table1 Maximun Whidth to Thickenss Rations: Elementes in Flexural Compression” della suddetta norma e riportate nella Figura 1.6 e nella Figura 1.7

© Canadian Standards Association Limit States Design of Steel Structures

Table 1
Maximum Width-to-Thickness Ratios: Elements in Axial Compression
(See Clause 11.2.)

Description of element	Width-to-thickness ratio
Elements supported along one edge Flanges of I-sections, T-sections, and channels Legs of angles Plate-girder stiffeners	$\frac{b}{t} \leq \frac{200}{\sqrt{F_y}}$
Stems of T-sections	$\frac{b}{t} \leq \frac{340}{\sqrt{F_y}}$
Flanges of rectangular hollow sections Flanges of box sections Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds Webs supported on both edges	$\frac{b}{t} \leq \frac{670}{\sqrt{F_y}}$
Perforated cover plates	$\frac{b}{t} \leq \frac{840}{\sqrt{F_y}}$
Circular hollow sections	$\frac{D}{t} \leq \frac{23\,000}{\sqrt{F_y}}$

Figura 1.6 – Sezioni soggette a compressione

Table 2
Maximum Width-to-Thickness Ratios: Elements in Flexural Compression
(See Clause 11.2.)

Description of element in compression	Section classification		
	Class 1	Class 2	Class 3
Flanges of I-sections or T-sections Plates projecting from compression elements Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact with an axis of symmetry in the plane of loading	$\frac{b}{t} \leq \frac{145}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{170}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{200}{\sqrt{F_y}}$
Stems of T-sections	$\frac{b}{t} \leq \frac{145}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{170}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{340}{\sqrt{F_y}}$
Flanges of rectangular hollow sections	$\frac{b}{t} \leq \frac{420}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{525}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{670}{\sqrt{F_y}}$
Flanges of box sections Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$\frac{b}{t} \leq \frac{525}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{525}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{670}{\sqrt{F_y}}$
Webs	$\frac{h}{w} \leq \frac{1100}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.39 \frac{C_f}{\phi C_y} \right)$	$\frac{h}{w} \leq \frac{1700}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.61 \frac{C_f}{\phi C_y} \right)$	$\frac{h}{w} \leq \frac{1900}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.65 \frac{C_f}{\phi C_y} \right)$
Circular hollow sections	$\frac{D}{t} \leq \frac{13\,000}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq \frac{18\,000}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq \frac{66\,000}{F_y}$

Figura 1.7 – Sezioni soggette a pressoflessione

Nella Figura 1.8 vengono riportate le definizioni delle classi di duttilità delle sezioni.

specified in Clauses 11.1.2 and 11.1.3. The Classes are defined as follows:
 (a) Class 1 sections permit attainment of the plastic moment and subsequent redistribution of the bending moment;
 (b) Class 2 sections permit attainment of the plastic moment but need not allow for subsequent moment redistribution;
 (c) Class 3 sections permit attainment of the yield moment; and
 (d) Class 4 sections generally have local buckling of elements in compression as the limit state of structural resistance.

Figura 1.8 – Classi di duttilità

La snellezza adimensionale del controvento è funzione del tipo di approccio progettuale scelto, sono consentiti due diversi tipologie progettuali: T/C – “*tension/compression*”; T/O – “*only compression*”.

In entrambi gli approcci la snellezza del controvento è limitata al fine di garantire una minima dissipazione di energia. Vengono definiti limiti diversi in funzione della tipologia di comportamento dissipativo considerata.

$$\text{Type MD} \quad \frac{K \cdot L}{r} \leq 200 \quad (1.2)$$

$$\text{Type LD} \quad \frac{K \cdot L}{r} \leq 300 \quad (1.3)$$

in cui:

- K_d : è il fattore di lunghezza efficace;
- L : è la lunghezza dell’asta;
- r : è il raggio di inerzia.

Nella Figura 1.9 vengono riportati i limiti del fattore K di lunghezza efficace contenuti nella norma.

© Canadian Standards Association

Limit States Design of Steel Structures

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Buckled shape of column is shown by dashed line						
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.0	1.2	2.0	2.0

Figura 1.9 – Fattore di lunghezza efficace funzione del grado di vincolo

La norma fornisce un limite in altezza delle strutture controventate in funzione del tipo di schema strutturale utilizzato e della sua classe di duttilità, Tabella 1.7. Tali limiti sono prescritti per minimizzare il rischio di concentrazione di deformazioni plastiche e risposta con piani soffici lungo l'altezza di telai in acciaio multipiano controventati.

Tabella 1.7 – Limiti di altezza per le strutture controventate.

	Type of ductility	T/C	T/O
$I_E \cdot F_a \cdot S_{a(0.2)} \geq 0.35$	Type MD	40m	20m
$I_E \cdot F_v \cdot S_{a(1.0)} \geq 0.30$	Type LD	60m	40m

I_E : fattore di importanza della struttura

F_a ed F_v sono coefficienti, tabellati, funzione della accelerazione e della velocità di base in sito

$S_{a(0.2)}$: è l'ordinata dello spettro di risposta in termini di accelerazione

1.6.3 Seismic Provision for Structural Steel Building

Nella normativa Americana, *Seismic Provision for Structural Steel Building – 2010*” sono contemplate quattro categorie di strutture a controventi concentrici: “*Ordinary Concentrically Braced Frames*” (*OCBF*), controventi concentrici ordinari, presentano requisiti minimi di progettazione rispetto agli altri sistemi controventati, la norma applica restrizioni significative per limitare l’uso di tale sistema; “*Special Concentrically Braced Frames*” (*SCBF*), controventi concentrici speciali, la distinzione tra *SCBF* e *OCBF* è sostanzialmente in termini di duttilità; questi ultimi a differenza dei precedenti mostrano un comportamento stabile e duttile, in caso di un forte terremoto “*Use of tension-only bracing in any configuration is not permitted for SCBF*”; “*Eccentrically Braced Frames*” (*EBF*), controventi eccentrici; “*Buckling-Restrained Braced Frames*” (*BRBF*), controventi ad instabilità impedita.

Il fattore di struttura, denominato “*Response modification coefficient R*” viene assegnato in funzione della tipologia di controventi considerati, così come il fattore di sovra-resistenza, denominato “*Overstrength factor Ω* ”. Nella Figura 1.10 viene riportata una parte della tabella *Table 12.2.1* in cui vengono evidenziati i valori del fattore di struttura e del coefficiente di sovra-resistenza per le tipologie di controventi concentrici.

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_b^b
B. BUILDING FRAME SYSTEMS			
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3/4	2

Figura 1.10 – Response modification coefficient and Overstrength factor

Gli *OCBF* non dovrebbero essere soggetti a grandi domande inelastiche a causa del fattore R relativamente basso assegnato al sistema nella norma *ASCE/SEI 7-10*.

La classe di duttilità della sezione trasversale degli elementi dissipativi, funzione del rapporto b/t , deve soddisfare i requisiti di “*Moderately ductile members*” non eccedendo al valore fornito dalla norma riportato nella *Table D1.1*, riportata nella Figura 1.11.

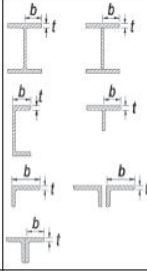


TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{(1)}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

Figura 1.11 – Duttilità delle sezioni

I limiti sulla snellezza adimensionale mirano a garantire un minimo di dissipazione dell'energia sismica:

$$\frac{K \cdot L}{r} \leq 4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.4)$$

in cui:

- K_d è il fattore di lunghezza efficace;
- L è la lunghezza dell'asta;
- r è il raggio di inerzia;

- E : modulo elastico;
- F_y : tensione di snervamento.

1.7 LA NORMATIVA NAZIONALE (D.M. 14 GENNAIO 2008) SULLE STRUTTURE A CONTROVENTI

Nel 2002 a seguito del terremoto avvenuto al confine tra il Molise e la Puglia, sull'onda emotiva scaturita da quei tragici eventi in Italia si è provveduto ad emanare, nel 2003, l'Ordinanza 20 marzo 2003 n. 3274. Tale ordinanza, come specificato anche nelle premesse della stessa, doveva essere un primo e transitorio mezzo di disciplina della materia in attesa dell'emanazione di specifiche norme tecniche, come previsto prima dall'art. 23 del D.P.R. del 2001 n. 380 e successivamente dall'art. 5 del D.L. 28 maggio 2004 n. 136 da cui è scaturito il D.M. 14 gennaio 2008.

Nell'ordinanza tutto il territorio nazionale è stato classificato come sismico, suddividendolo in quattro zone, le prime tre corrispondevano alle zone ad alta, media e bassa sismicità previste nella legge n. 64 del 1974, per la nuova zona viene demandato alla regione la possibilità di imporre l'obbligo di progettazione antisismica. Nell'ordinanza oltre ai criteri per la classificazione sismica dei comuni sono state considerate per la prima volta la quasi totalità delle tipologie di costruzioni, edifici, ponti ed opere di sostegno dei terreni. In particolare sono stati regolamentati anche gli interventi riguardanti le opere i cui lavori erano già iniziati alla data di emissione dell'ordinanza, sono state regolamentate altresì le opere pubbliche già appaltate e le opere di completamento degli interventi di ricostruzioni in corso d'opera. Viene previsto anche l'obbligo di verifica, entro cinque anni dalla data di emanazione dell'ordinanza, degli edifici di interesse strategico e delle opere la cui funzionalità possano assumere finalità di protezione civile durante un evento sismico.

Nell'ordinanza viene previsto anche un periodo di transizione nel quale vi era la possibilità di continuare ad applicare le vecchie norme per un periodo di 18 mesi, poi prorogati con vari interventi fino al 23 ottobre 2005.

In attuazione dell'art. 5 del D.L. 28 maggio 2004 n. 136 viene emanato il *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC08)* che stabilisce le Norme tecniche per le costruzioni con lo scopo di omogeneizzare e razionalizzare in un unico testo tutte le norme tecniche per la realizzazione e la verifica degli edifici e delle principali opere di ingegneria civile nonché la definizione delle caratteristiche dei materiali e dei prodotti utilizzati.

L'aspetto innovativo del DM, in linea con le normative europee, Eurocodice 8 (EC8), rispetto alle norme vigenti in Italia consiste nel cambio di concezione della norma stessa, non più una norma a carattere prescrittivo ma una norma che prevede un approccio di tipo “*prestazionale*”, gli obiettivi del progetto sono dichiarati in termini di prestazioni da richiedere alla struttura (*P.B.D. Performance-Based Desing*) le quali, a loro volta, sono calibrate secondo la probabilità che l'evento sismico sia più o meno frequente e, di conseguenza, più o meno distruttivo (*M.L.P.D. Multi-Level Performance Desing*) in considerazione anche delle ricadute, in termini sociali ed economici, conseguenti ad un evento sismico (Landolfo 2005).

In sostanza, la norma fissa dei livelli prestazionali, in funzione del periodo di ritorno del sisma e quindi della sua pericolosità, aventi un effetto sulla struttura inteso come l'entità dei carichi sismici applicati crescenti al crescere di tale periodo.

Rispetto a quanto già previsto nella legislazione precedente, in aggiunta allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), nelle NTC08 sono state introdotti due nuovi stati limite: lo stato limite di operatività (SLO) e lo stato limite di prevenzione al collasso (SLC) (Figura 1.12). nel seguito verranno descritti ed analizzati tutti gli stati limite nel dettaglio.

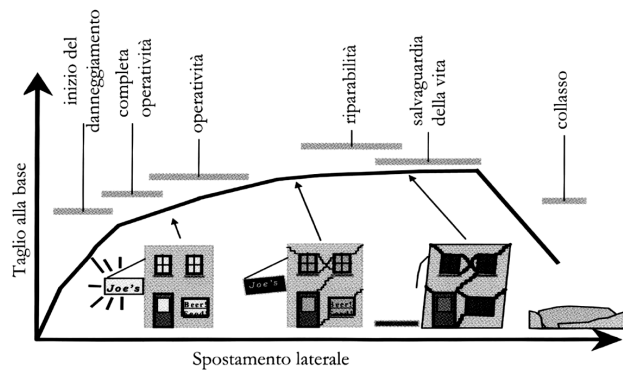


Figura 1.12 –Livelli prestazionali

Verranno altresì elencati, nel seguito, le indicazioni della normativa per eseguire e verificare il progetto di una struttura di acciaio in zona sismica, focalizzando l'attenzione sulle strutture controventate con controventi concentrici di due tipologie, i controventi a V rovescia, ed i controventi ad X.

1.7.1 Le azioni sismiche sulle strutture

Nelle NTC08 le azioni sulle struttura sono introdotte al capitolo 2 §2.5, nel quale vengono definite come qualsiasi azione o causa capace di indurre stati limite alla struttura. Le azioni possono essere classificate in funzione del modo con cui si esplicano in:

- **Azioni dirette:** forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- **Azioni indirette:** spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
- **Azioni di degrado:** possono essere di *tipo endogeno*: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale; oppure di *tipo esogeno*: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Le azioni possono essere classificate anche in base alla risposta strutturale attesa in:

- **Azioni statiche:** azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti
- **Azioni pseudo statiche:** azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente
- **Azioni dinamiche:** azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti

Le azioni sulle strutture possono essere classificate anche in funzione della loro intensità nel tempo in:

- **Azioni permanenti (G):** azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo; tra cui si distinguono in *il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1); peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2); spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione; pretensione e precompressione (P); ritiro e viscosità; spostamenti differenziali*
- **Azioni variabili (Q):** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo, di queste può essere fatta una distinzione in: *di lunga durata:* agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; *di breve durata:* azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

- **Azioni eccezionali (A):** azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura; tipo: *incendi; esplosioni; urti ed impatti*
- **Azioni sismiche (E):** *azioni derivanti dai terremoti*

Eseguita la classificazione delle azioni in funzione delle varie caratteristiche attraverso cui è possibile valutarle si può passare alla definizione dei valori caratteristici dei carichi nonché delle combinazioni da utilizzare nel progetto degli elementi strutturali.

Nelle NTC08 al §2.5.2 viene definito il valore caratteristico Q_k di un'azione variabile come il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa. Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione $\Psi_{0j}, \Psi_{1j}, \Psi_{2j}$, i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I delle NTC08, per edifici civili e industriali correnti. Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono *valore quasi permanente* $\Psi_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità; *valore frequente* $\Psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento; *valore raro o di combinazione* $\Psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili. Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Al fine delle verifiche degli stati limite si definiscono le diverse combinazioni delle azioni; con il pedice k sono indicati i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.5)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli SLE irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.6)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per SLE reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.7)$$

- Combinazione quasi permanente per gli SLE, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1.8)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (cfr. § 3.2 delle NTC08):

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (1.9)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (cfr. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (1.10)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Nella Tabella 1.8 vengono elencati i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 1.8 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

1.7.2 Stati limite

Nel capitolo 3 §3.2 delle NTC08 viene descritta la procedura per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle strutture. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_{e(T)}$, con riferimento a prefissate *probabilità di eccedenza* P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito. Ai fini della presente normativa le

forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli allegati alla norma forniscono i valori dei parametri sopra definiti per tutto il territorio nazionale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti. Nelle NTC08 al capitolo 3 §3.2.1 tali stati limite vengono esposti nel modo seguente:

1. Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
2. Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
3. Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della

resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

4. Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tabella 1.9.

Tabella 1.9 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

<i>Stati limite</i>		<i>P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R</i>
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

1.7.3 Metodi di analisi

Nella normativa tecnica italiana, D.M. 14 gennaio 2008 al capitolo 7 “Progettazione per azioni sismiche” §7.3.1 “Analisi lineare o non lineare” vengono descritti i metodi di analisi e di verifica per le strutture civili, in genere sono quattro le tipologie di analisi per la valutazione degli effetti di un sisma su di una struttura:

1. Analisi statica lineare;
2. Analisi statica non lineare (push-over);
3. Analisi dinamica lineare (modale);
4. analisi dinamica non lineare (time history).

Tali analisi presentano un crescente livello di difficoltà applicativa, a cui corrisponde un maggiore grado di affidabilità e precisione nel valutare la risposta sismica della struttura.

L’analisi lineare può essere utilizzata per determinare gli effetti delle azioni sismiche sia sui sistemi dissipativi che sui sistemi non dissipativi.

Per i sistemi non dissipativi gli effetti delle azioni sismiche determinati riferendosi allo spettro di progetto considerando un “fattore di struttura” q unitario. Per i sistemi dissipativi gli effetti del sisma vanno determinati riferendosi allo spettro ottenuto riferendosi ad un fattore riduttivo della azioni detto “fattore di struttura” q ; esso dipende dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati, è il coefficiente che tiene in conto della non linearità del materiale. Esso può essere determinato mediante la relazione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (1.11)$$

in cui:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 . i valori di tale coefficiente sono tabellati nella norma per le strutture in acciaio al §7.5.2.2, tabella 7.5.II.

- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalla regolarità in altezza della costruzione. Esso assume valore 1 per le costruzioni regolari in altezza, 0.8 per le strutture non regolari.

L'analisi non lineare può essere utilizzata per i sistemi non dissipativi, tiene conto della non linearità del materiale e geometriche. I legami costitutivi devono tener conto, se significativi, della perdita di resistenza e della resistenza residua.

- o **Analisi statica lineare:** in questo tipo di analisi gli effetti del sisma su una struttura vengono schematizzati come un sistema di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura e distribuite ai vari piani. Tale distribuzione di forze risulta essere conforme al momento statico delle masse calcolato rispetto al piano della fondamenta.

Tale schematizzazione può essere adottata solo a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2.5 \cdot T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza. Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (1.12)$$

In cui H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0.085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

Le forze da applicare alle masse dei vari piani si determinano con la seguente relazione:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (1.13)$$

in cui:

- F_h è il taglio sismico alla base, determinato con la relazione:

$$F_h = S_{d(T_1)} \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \quad (1.14)$$

con:

- $S_{d(T_1)}$ è l'accelerazione di progetto dovuta alla massa dell'edificio da progettare;
- W è la massa complessiva dell'edifici;
- λ è un coefficiente pari a 0.85 o 1.00 in funzione del periodo proprio della struttura e del numero di orizzontamenti;
- g è l'accelerazione di gravità.
- W_i e W_j sono i pesi della massa i-esima e j-esima;
- z_i e z_j sono le quote rispetto al piano fondale massa i-esima e j-esima.

Per gli edifici gli effetti torsionali possono essere tenuti in conto amplificando le sollecitazioni (1.13) mediante il *fattore* δ di risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_e} \quad (1.15)$$

in cui:

- x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico del piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
 - L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.
- **Analisi statica non lineare:** per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura che

permetta di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo è possibile adoperare procedure di analisi statiche non lineari; tali procedure pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consentono stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. Il risultato di tale analisi è il legame forza-spostamento (Figura 1.13), “*curva di capacità*” o “*curva di pushover*”, rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura; con tale analisi è possibile ottenere anche la valutazione dello spostamento massimo raggiunto dalla struttura prima del collasso.

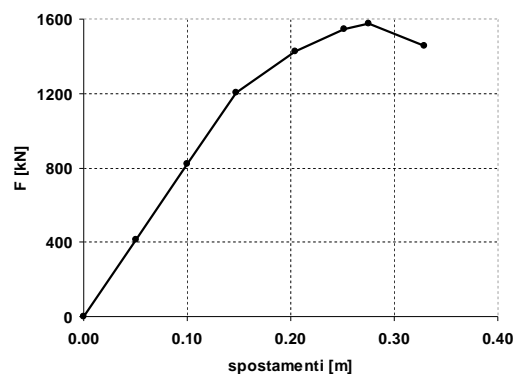


Figura 1.13 – Andamento generico di una curva di capacità, o curva di push-over

Tale valore di spostamento massimo verrà confrontato con quello richiesto dalle condizioni sismiche del sito in cui si sta eseguendo la progettazione, la struttura risulta essere verificata se lo spostamento richiesto è inferiore allo spostamento offerto dalla struttura.

- **Analisi dinamica lineare:** l'analisi dei modi di vibrazione, o analisi modale, è una tecnica di analisi che consente di identificare i modi di vibrazione di una struttura, ognuno dei quali definito da frequenza, smorzamento, e forma modale. Essa è considerata come metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto, tiene conto delle caratteristiche

dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare, considerando tutti quelli con massa partecipante significativa. L'azione sismica è rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati. Inoltre per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, si rimanda al Capitolo 7 §7.3.3.1 del DM 14 gennaio 2008. In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi.

- **Analisi dinamica non lineare:** tale analisi consente la valutazione della risposta sismica di una struttura attraverso l'integrazione diretta delle equazioni del moto, applicando gli accelerogrammi opportunamente scelti ai nodi della struttura, considerati vincolati al suolo. Tra le varie metodologie di analisi la dinamica non lineare è la più complessa e di conseguenza la più completa, permette di conoscere e di controllare eventuali comportamenti fragili degli elementi che compongono la struttura; nonché consente di valutare il comportamento non lineare dell'intera struttura.

1.7.4 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo *Spettro di Risposta* $S_d(T)$ (Figura 1.14) è un diagramma, nel piano tempo accelerazione, che fornisce, per diversi valori del periodo di oscillazione T , definito come il tempo che intercorre tra due oscillazioni consecutive di massima ampiezza in oscillazioni libere, il valore massimo della pseudo-accelerazione dell'oscillatore semplice sottoposto all'azione sismica, per un fissato valore dello smorzamento ξ , lo smorzamento per le strutture reali vale tra 0,5 il 5%.

Il periodo T è direttamente proporzionale alla massa e inversamente proporzionale alla rigidezza, per le strutture civili l'intervallo di variazione è da qualche decimo di secondo a qualche

secondo. Si può considerare la regola empirica $T=0,1 \cdot n$ dove n è il numero di piani.

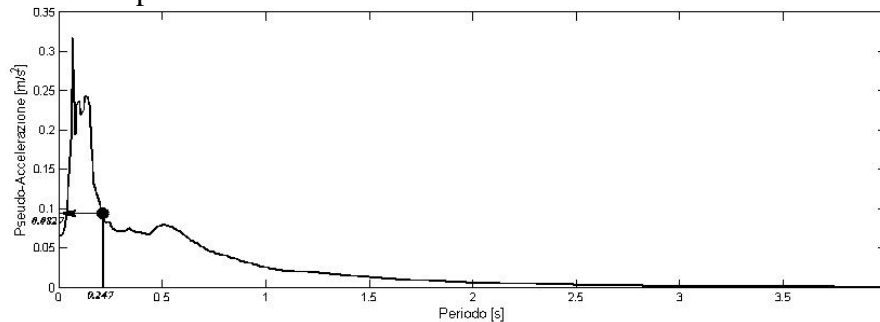


Figura 1.14 – Spettro di risposta

(http://www.dic.unipi.it/walter.salvatore/AA2009_2010/Dispense%20Cap%206.pdf)

Lo spettro fornisce, in pratica, per quali frequenze di vibrazione la sollecitazione sulle strutture risulta massima e, di conseguenza, sono possibili fenomeni di risonanza, che comporterebbero il collasso della struttura.

Gli spettri di risposta come si evince dalla (Figura 1.14) sono curve con un andamento irregolare, va precisato anche che uno spettro di risposta rappresenta gli effetti di un singolo evento sismico; per la progettazione sismica di una struttura è necessario ottenere un diagramma che descriva non un solo evento ma un'intera famiglia di eventi sismici. Una caratterizzazione significativa sismica di un determinato sito può essere ottenuta mediante la definizione di una curva che tenga conto, come detto, della risposta di più un evento sismico.

La *pericolosità sismica* di un sito è funzione dell'analisi della storia degli effetti degli eventi sismici avvenuti in una determinata zona determinati con un metodo probabilistico.

La pericolosità sismica viene definita in termini di accelerazione massima a_g (*Peak Ground Acceleration*) attesa in campo libero su suolo rigido di riferimento e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione con riferimento ai valori prefissati di periodo di ritorno T_R . I dati della pericolosità sismica in Italia sono reperibili tramite l'*Istituto Italiano di Geofisica e Vulcanologia IGV*.

Il territorio nazionale è suddiviso in una griglia di passo $0,05^\circ$ in latitudine e longitudine equivalente a circa 5,5 km, ogni punto della griglia è identificato un numero (*ID*); ad ogni punto della griglia è associato un valore dell'accelerazione massima, per i siti non corrispondenti ai vertici della griglia occorre eseguire una interpolazione.

Le NTC08 distinguono lo spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali dallo spettro in accelerazione delle componenti verticali. La forma dello spettro delle componenti orizzontali (Figura 1.15) viene determinato dalle espressioni riportate nel Capitolo 3 “Azioni sulle costruzioni”, §3.2.3.1 “Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali”.

Dallo spettro così definito è possibile determinare le azioni da utilizzare per il progetto delle strutture nell'analisi statica come esposto nel §1.7.3.

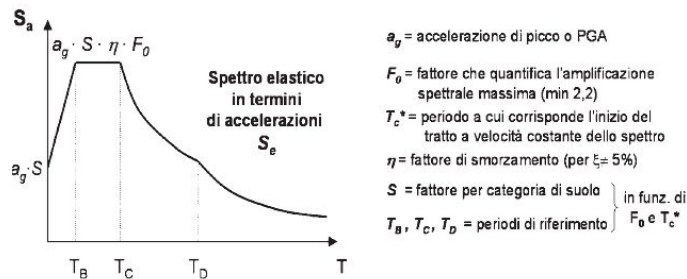


Figura 1.15 – Spettro di progetto
(fonte Landolfo 2005)

Per ottenere lo spettro di progetto vanno applicate le formule (3.2.4) contenute nel §3.2.3.2.1 delle NTC08, che vengono riportate nel seguito:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (1.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (1.18)$$

$$T_D \leq T \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (1.19)$$

in cui:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

1.7.5 Regole di progetto

L'attenzione nel presente lavoro verrà focalizzata sulle strutture di acciaio con controventi concentrici, nel seguito verranno elencate le regole di progetto di tali tipologie strutturali contenute nel capitolo 7 §7.5.5 delle NTC08.

Nelle strutture controventate gli elementi soggetti ad assorbire il carico sismico sono le diagonali di controvento, essi sono quindi gli elementi che devono dissipare l'energia sismica con cicli di deformazione fino alla completa plasticizzazione di tutte le diagonali dell'edificio. Le travi e le colonne, invece, sono gli elementi non dissipativi e devono restare in campo elastico fino a che le diagonali di controvento non raggiungono la plasticizzazione e prima della rottura delle connessioni. Al fine di garantire tale comportamento la norma stabilisce delle regole progettuali che verranno nel seguito elencate.

Per gli edifici con più di due livelli la snellezza adimensionale:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr}}} \quad (1.20)$$

Deve rispettare le seguenti condizioni:

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2 \quad \text{in telai con controventi ad X} \quad (1.21)$$

$$\bar{\lambda} \leq 2 \quad \text{in telai con controventi a V rovescia} \quad (1.22)$$

Il limite inferiore è definito per evitare di sottostimare le azioni agenti nelle colonne nella fase di comportamento elastico delle diagonali, ovvero quando le diagonali tese e compresse sono entrambe attive. Se non si tenesse conto di questa limitazione la sollecitazione in fase di pre-buckling risulterebbe maggiore di quella in fase di post-buckling in quanto lo schema adottato in progetto è quello di sola diagonale tesa attiva. Il limite superiore vuole evitare l'utilizzo di aste troppo snelle e quindi l'instabilizzazione sotto carichi ad azione sismica bassa. Si vuole dunque garantire un buon livello di dissipazione sotto azioni cicliche.

Al fine di garantire una distribuzione uniforme delle richieste di duttilità delle diagonali per tutta l'altezza della struttura progettata, la norma impone che il coefficiente di sovra-resistenza omega non debba differire tra il suo valore massimo e quello minimo di più del 25%. Il coefficiente omega è calcolato per tutti i controventi con la relazione:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rdi}}{N_{Edi}} \quad (1.23)$$

In cui N_{Edi} è lo sforzo normale agente sull'elemento risultante dalla condizione di carico sismica (1.9), e $N_{pl,Rdi}$ è la resistenza plastica della sezione lorda.

La limitazione tra il valore massimo e quello minimo del coefficiente omega si esplicita nel seguente modo:

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 25\% \quad (1.24)$$

Il progetto degli elementi dissipativi differisce a secondo del tipo di controvento concentrico che si vuole adottare, per i controventi a V

rovescia vanno considerate entrambe le diagonali di controvento e quindi il progetto va eseguito mediante la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (1.25)$$

In cui $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità delle aste compresse.

Per i controventi ad X, invece, va considerata la sola diagonale tesa attiva e quindi il progetto va effettuato con la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (1.26)$$

Il progetto delle travi per i controventi a V rovescia presenta nello schema di calcolo una forza concentrata da applicare nella mezzeria della trave; in quanto in tale tipologia si devono tenere in conto gli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a $N_{pl,Rd}$ nelle diagonali tese e a $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ nelle diagonali compresse, essendo $\gamma_{pb} = 0.30$ il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. Il progetto delle travi nelle strutture con i controventi concentrici considerati è stato eseguito mediante:

- sollecitazione di presso o tenso flessione nel piano dell'anima:

$$M_{Ed} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

- sollecitazione di presso o tenso flessione nel piano delle ali:

$$M_{Ed} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{yk} \times W_{pl}}{\gamma_{Mo}} \\ \frac{M_{pl,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5 \times a)} \end{array} \right. \quad (1.27)$$

in cui:

- f_{yk} : è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;
- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione;

- γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità;
- $M_{pl,Rd}$ è la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione;
- n è pari a $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$;
- $a = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A} \leq 0.5$;

con:

- A è l'area lorda della sezione;
- b è la larghezza delle ali della sezione;
- t_f è lo spessore delle ali della sezione.

La differenza tra le due tipologie di controventi considerati riguarda la sollecitazione agente. Per i controventi a V rovescia:

$$M_{Ed} = M_{EdG} + M_{EdE} \quad (1.28)$$

in cui:

- M_{Ed} è la sollecitazione di flessione agente;
- M_{EdG} è la sollecitazione di flessione dovuta ai carichi non sismici;
- M_{EdE} è la sollecitazione di flessione derivante dai carichi sismici;

Per le strutture con controventi ad X, invece:

$$M_{Ed} = M_{EdG} + 1,1 \times 1,15 \times \Omega_{\min} \times M_{EdE} \quad (1.29)$$

in cui:

- M_{Ed} è la sollecitazione di flessione agente;
- M_{EdG} è la sollecitazione di flessione dovuta ai carichi non sismici;
- M_{EdE} è la sollecitazione di flessione derivante dai carichi sismici;
- 1.1 è il fattore di sovra-resistenza dovuto all'incrudimento del materiale;
- $\gamma_{Rd}=1.15$ è il fattore di sovra-resistenza dovuto alla variabilità aleatoria delle tensione di snervamento del materiale base;

- Ω_{min} è il valore minimo dei coefficienti calcolati secondo la (1.23).

Le colonne vengono considerate, per entrambe le tipologie di controventi considerati come elementi sollecitati prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura, devono rispettare la condizione (1.25); in essa lo sforzo assiale agente è dato dalla relazione:

$$N_{Ed} = N_{EdG} + 1,1 \times 1,15 \times \Omega_{min} \times N_{EdE} \quad (1.30)$$

in cui:

- N_{Ed} : è la sollecitazione assiale agente;
- N_{EdG} : è la sollecitazione assiale dovuta ai carichi non sismici;
- N_{EdE} : è la sollecitazione assiale derivante dai carichi sismici.

Gli altri simboli assumo lo stesso significato descritto in precedenza (1.29).

La combinazione di carico da considerare nel progetto degli elementi strutturali appena descritti è la combinazione di carico sismica (1.9).

1.7.6 Verifica allo SLD

Nella normativa tecnica è prevista una verifica per gli stati limite di esercizio di contenimento degli spostamenti laterali, in modo da limitare il danneggiamento e il mantenimento della funzionalità degli elementi non strutturali quali impianti e tamponature sotto le azioni sismiche. Nel §7.3.7.2 vengono riportati i limiti per gli spostamenti di interpiano d_r , ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, rapportata all'altezza d'interpiano h .

Tale verifica deve garantire che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile; questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD cfr. §1.7.2, siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r = 0.005 \cdot h \quad (1.31)$$

- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0.01 \cdot h \quad (1.32)$$

- per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0.003 \cdot h \quad (1.33)$$

- per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0.004 \cdot h \quad (1.34)$$

1.8 CONSIDERAZIONI CRITICHE SUL D.M. 14 GENNAIO 2008

Fin ad ora sono state elencate le regole di progetto contenute nella normativa tecnica vigente in Italia, va subito detto che la lettura e la comprensione delle NTC08 non è semplice, in alcune parti contiene rimandi a paragrafi inesistenti (alcuni dei paragrafi “*fantasma*” sono il §4.2.3.1.6 e §4.3.3.1.3, riportati come riferimento nel §7.5.5 delle NTC08), in altre parti non vengono definite in modo chiaro alcuni dei fattori contenuti nelle formule di verifica.

Come detto al §1.7 del presente capitolo le NTC08 sono state emanate a seguito dell’Ordinanza 3274 (OPCM3274) e dell’ordinanza 3431 (OPCM3431); queste norme nelle intenzioni del legislatore dovevano costituire la recezione delle indicazioni tecniche contenute nell’Eurocodice 8 – Parte 1, EC8, (CEN 2005).

In esse e, soprattutto, nell’ultima ordinanza OPCM3431 rispetto all’EC8 erano stati inseriti dall’autore del capitolo “acciaio”, il Prof. Mazzolani dell’Università di Napoli “Federico II”, degli elementi di novità, quale ad esempio la distinzione tra strutture dissipative ad alta e bassa duttilità in base al requisito del controllo del meccanismo di collasso, che nelle successive NTC08 sono state modificati

vanificando le modifiche migliorative apportate nell'ordinanza (Mazzolani et al. 2006 e Mazzolani et al. 2008).

Tra le parti in cui mancano le definizioni precise di alcuni fattori vi è, ad esempio, la parte dedicata alla descrizione delle caratteristiche dell'acciaio nel § 7.5.1 Caratteristiche dei materiali.

In essa viene definito il coefficiente γ_{Rd} , riportato nella tabella 7.5.I "Fattori di sovra resistenza" differenziato per ciascuna delle classi di resistenza dell'acciaio, esso rappresenta il rapporto tra il valore massimo atteso della tensione di snervamento ed il suo valore di progetto; dato fondamentale per una corretta applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze. L'ultimo capoverso del suddetto paragrafo delle NTC08 riporta la dicitura: "Se la tensione di snervamento f_{yk} dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla $f_{y,max}$ dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere $\gamma_{Rd}=1.00$ ".

Senza però riportare la definizione di $f_{y,max}$; a differenza dell'EC8 in cui tale parametro veniva definito come la massima tensione di snervamento specificata in sede di progetto per l'acciaio delle zone dissipative, nell'EC8 inoltre si precisa anche che tale possibilità poteva essere utilizzata nel caso il progetto venisse eseguito in base ad un unico valore della tensione di snervamento, sia per le zone dissipative che per quelle non dissipative, pari a quella caratteristica delle zone dissipative f_{yk} . Mancando tale definizione si induce il progettista in evidenti errori nel calcolo del criterio di gerarchia delle resistenze (Mazzolani et al. 2008).

Lo spirito delle NTC08, per le strutture con controventi concentrici è quello di raggiungere la condizione ultima di collasso con le diagonali compresse instabilizzate e le diagonali tese plasticizzate; in quanto in questa tipologia strutturale gli elementi dissipativi sono le diagonali di controvento, gli altri elementi strutturali, quali colonne, travi e collegamenti devono avere una resistenza tale da garantire tale condizione. Nella realtà, però, potrebbero esserci concentrazioni di danno ad uno o più livelli tali da non garantire, anche in una perfetta applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze una condizione di collasso come quella a cui

mira la norma. Al fine di garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura le NTC08 impongono il controllo sull'uniformità della resistenza che i controventi devono avere a tutti i piani, prescrivendo che i valori massimo e minimo dei coefficienti omega calcolati per tutti gli elementi di controvento non differiscano di più del 25%. Purtroppo però nelle NTC08 non vi è un'indicazione precisa rispetto a quale valore vada calcolata tale percentuale, si fa l'ipotesi che il legislatore abbia voluto riferire tale limite al valore minimo dei coefficienti omega.

Per le strutture con controventi concentrici le NTC08, tranne che il caso di controventi a V rovescia, impongono di considerare le sole diagonali tese, l'EC8 permetteva anche di considerare la diagonale compressa a seguito però di complesse analisi non lineari; nell'OPCM3431 è stata introdotta una semplice metodologia per valutare la possibilità di considerare o no la diagonale compressa: si considerano le due situazioni limite: a) in campo elastico, quando la diagonale compressa è stabile, reagiscono tutte le diagonali e la rigidezza (dunque il periodo) viene determinata con un modello che le include tutte; b) in fase ultima se all'i-esimo piano la diagonale compressa è instabilizzata e degradata in resistenza, la diagonale tesa deve essere in grado di sopportare l'intero taglio di piano. Il primo schema, quello con le diagonali anche compresse, era utilizzato per il calcolo del periodo di vibrazione elastica è, dunque, delle forze di progetto. Il secondo schema era utilizzato per il progetto degli elementi non dissipativi, travi e colonne, ovvero per l'applicazione della gerarchia delle resistenze (Mazzolani et al. 2006).

Altra anomalia va riscontrata per il valore del fattore di struttura diverso per i due casi di controventi concentrici esaminati, per i controventi ad X il valore è 4 indipendentemente dalla classe di duttilità, per i controventi a V rovescia invece assume valore 2 in bassa duttilità e 2.5 in bassa, non se ne capisce il motivo tanto più che una recente ricerca ha mostrato che se opportunamente progettati, i telai a controventi a V rovescia possono raggiungere valori di progetto

del coefficiente di comportamento di circa quattro o anche di più (Della Corte & Mazzolani 2008).

Per quanto riportato in precedenza, che tra l'altro costituisce solo un quadro parziale delle critiche mosse contro le NTC08 e riguardanti le sole strutture di acciaio con controventi concentrici si può affermare che con l'emanazione delle NTC08 si è fatto un passo indietro rispetto alla condizione da cui si partiva in Italia, essendo in vigore l'OPC3431.

L'ordinanza ha colto la possibilità di modificare la normativa europea con il solo intento di integrarla e migliorarla sfruttando a tal fine i risultati delle ricerche sul tema. Le NTC08, invece, non solo ha eliminato i miglioramenti dell'ordinanza tornando all'impostazione originale dell'EC8 ma in alcune parti con le mancate definizioni di alcuni parametri hanno creato confusione e difficoltà nella corretta applicazione della norma.

Va anche precisato che con l'emanazione della *Circolare n. 617*, intitolata “*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni*” avvenuta nel 2009 non si è messo a disposizione dei tecnici un documento “esplicativo” delle NTC08 bensì un documento che ha tutta l'aria di essere “integrativo” alla norma stessa; di fatto molte delle regole indicate nelle NTC08 senza la consultazione della Circolare sono inapplicabili.

CAPITOLO 2

METODOLOGIE DI ANALISI SISMICA

2.1 METODOLOGIA DI ANALISI STATICA NON LINEARE

Nell'analisi statica non lineare si applicano incrementalmente al modello di calcolo particolari distribuzioni di carichi orizzontali che hanno il compito di “spingere” la struttura in campo non lineare fino a portarla al collasso. In particolare durante l'analisi, i carichi vengono scalati, mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (Manfredi et al., 2007). Devono essere considerate due distribuzioni differenti per ciascuna direzione principale dell'edificio: la prima condizione è stata considerata proporzionale al momento statico delle masse, la seconda, invece è stata considerata proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti associati al primo modo di vibrare della struttura. Confronti con le analisi dinamiche non lineari, hanno evidenziato che distribuzioni di forza proporzionali al primo modo, colgono meglio la risposta dinamica sino a che la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono elevate deformazioni in campo plastico, la risposta dinamica può risultare meglio rappresentata dalla distribuzione proporzionale alle masse. Per le strutture considerate si è scelto di far riferimento alla sola condizione di carico proporzionale al primo modo di vibrare della struttura.

Il punto di controllo deve essere scelto in modo tale che il suo spostamento risulti significativo del comportamento globale della struttura.

Come già accennato al §1.7.3 del presente lavoro dall'analisi si ottiene una curva detta curva di capacità che descrive il valore dello spostamento del punto di controllo al crescere del taglio alla base.

2.1.1 Schematizzazione della struttura

Le analisi “pushover” consentono di valutare globalmente, in termini sintetici e fino ad una condizione di deformazione limite prestabilita, la risposta quasi statica di un sistema strutturale a masse concentrate M_i , dotato di più gradi libertà, “*MDOF*”, strutturalmente ridondante, riconducendola a quella di un modello equivalente dotato di un solo grado di libertà, “*SDOF*”. Le norme definiscono il terremoto di progetto assegnando lo spettro di risposta elastico S_a delle pseudo-accelerazioni riferite ad un sistema *SDOF*. Ai fini pratici la domanda deve considerare anche la capacità di dissipare energia posseduta intrinsecamente dalle strutture. Le norme si esprimono pertanto assegnando un input unificato, riferito convenzionalmente ad uno smorzamento viscoso equivalente del 5%. Nella realtà però, nelle zone più esposte al rischio sismico, la risposta di una struttura non può raggiungere i livelli richiesti se non dopo il superamento dei limiti elastici dei materiali, oltre i quali si attivino effetti dissipativi ben maggiori, essendo questi associati ai comportamenti isteretico derivanti dai progressivi danneggiamenti. È necessario pertanto cercare, se esiste, un punto d'incontro fra la capacità di risposta globale della struttura e una domanda espressa tenendo conto di tali dissipazioni. (Parducci et al. 2005).

L'azione sismica verificata in un determinato sito va necessariamente caratterizzata ai fini della progettazione strutturale determinando le modalità di trasmissione dell'energia sprigionata nell'ipocentro e successivamente trasferita alle costruzioni. Per semplicità si fa riferimento ad un sistema ad un grado di libertà, *SDOF*, nel quale la deformata finale può essere definita da un solo

parametro; tale sistema è l'oscillatore semplice schematizzabile come una massa M posta in sommità di un'asta dotata di una certa rigidezza K , come si vede dalla Figura 2.1.

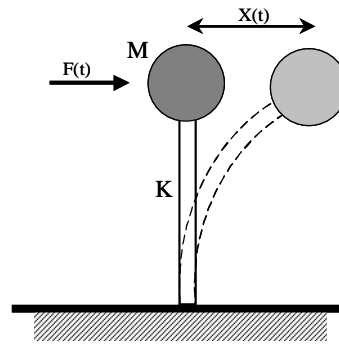


Figura 2.1 – Oscillatore semplice

L'ipotesi che si assume alla base del comportamento dell'oscillatore semplice è che abbia una risposta di tipo elastico lineare; in tal senso i parametri necessari alla definizione della risposta di tali sistemi sono la massa inerziale M , lo smorzamento viscoso c e la rigidezza K . Le strutture reali sono schematizzabili in via approssimativa alle strutture ad un grado di libertà, risulta tuttavia utile lo studio di tali strutture per poter comprendere meglio alcune nozioni sul comportamento delle strutture sotto azioni sismiche.

Una struttura reale il cui comportamento è più approssimabile ad una struttura SDOF è il cosiddetto telaio bidimensionale con traversi rigidi, riportato in Figura 2.2.

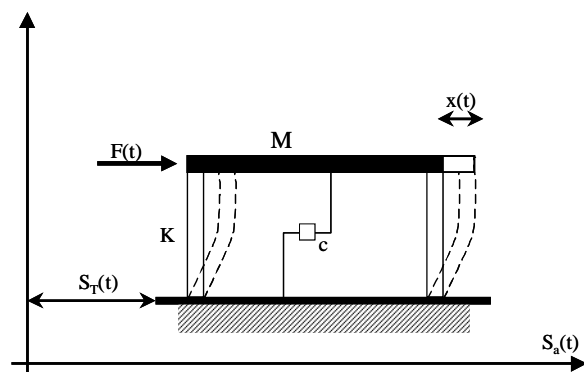


Figura 2.2 – Telaio equivalente all'oscillatore semplice

L'equazione dell'equilibrio alla traslazione della massa per un sistema tipo quello in Figura 2.2 si scrive nel seguente modo:

$$F_{Inerzia} + F_{Viscose} + F_{Elastiche} = F_{Esterne} \quad (2.1)$$

in cui:

$$- F_{Inerzia} = M \cdot \left(\ddot{x} + \ddot{y} \right) \quad (2.2)$$

sono le forze di inerzia, date dal prodotto della massa per l'accelerazione assoluta, data dalla somma dell'accelerazione relativa della massa rispetto al sistema fisso \ddot{x} e l'accelerazione della base rispetto al sistema fisso \ddot{y} .

$$- F_{Viscose} = c \cdot \dot{x} \quad (2.3)$$

sono le forze di dissipazione viscosa, utili ai fini della soluzione elastica in forma chiusa.

$$- F_{Elastiche} = K \cdot x \quad (2.4)$$

sono le forze elastiche di richiamo del sistema nella posizione di quiete, $x=0$.

Sostituendole tutte nell'equazione (2.1) è possibile scriverla nella seguente forma:

$$M \cdot \ddot{x}(t) + c \cdot \dot{x}(t) + K \cdot x(t) = -M \cdot \ddot{s}_T \quad (2.5)$$

Le forze di inerzia sono proporzionali all'accelerazione della massa del sistema; le forze viscose, invece sono azioni dissipative proporzionali alla variazione di \dot{x} secondo lo smorzamento c . Le forze elastiche di richiamo sono proporzionali allo spostamento relativo del traverso secondo la rigidezza K .

Il secondo membro della (2.7) è detto forza di trascinamento è rappresenta la forza di inerzia che agirebbe sulla massa M supponendola solidale con il suolo.

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale (2.7) si ottengono i valori dello spostamento e dell'accelerazione in funzione del tempo, consentendo di conoscere il comportamento dinamico della struttura.

In genere si fa riferimento allo spettro di accelerazione S_a ottenibile dalla spettro di velocità S_v , a sua volta ottenibile dallo spettro di spostamento S_d attraverso la seguente relazione:

$$S_{d(T_0, \zeta)} = \frac{2 \cdot \pi}{T_0} \cdot S_{v(T_0, \zeta)} = \frac{4 \cdot \pi^2}{T_0^2} \cdot S_{d(T_0, \zeta)} \quad (2.6)$$

in cui:

- ζ è il fattore di smorzamento; per le strutture reali vale tra 0,5 e il 5%, il valore tipico per gli edifici è proprio il 5%;
- T_0 è il periodo dell'oscillatore semplice.

La domanda, in termini di sollecitazioni e deformazioni, si ottiene in corrispondenza dei valori di spostamento individuati sulla curva di capacità della struttura relativi alla massima risposta attesa per le azioni sismiche corrispondenti ai diversi stati limite. Per calcolare questi punti, si deve ridurre il modello strutturale MDOF, ad uno equivalente SDOF. Tale passaggio consente di utilizzare le informazioni derivanti dagli spettri elastici di risposta e quindi calcolare le sollecitazioni a cui la struttura deve essere in grado di resistere per i diversi stati limite. Il sistema ad un grado di libertà equivalente, è ottenibile dividendo le ascisse e le ordinate delle curve di capacità MDOF, per il fattore di partecipazione del primo modo:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \quad (2.7)$$

in cui:

- ϕ_i è l'i-esimo elemento del primo autovettore;
- m_i è la massa dell'impalcato i-esimo.

Lo spostamento e il taglio alla base del sistema equivalente ad un grado di libertà, si ricavano dalle seguenti relazioni:

$$S_a = \frac{F}{\Gamma} \quad (2.8)$$

$$S_d = \frac{\delta_i}{\Gamma} \quad (2.9)$$

La curva così ottenuta, viene semplificata ed approssimata con una bilineare, utilizzando il criterio delle aree equivalenti, basato sull'ipotesi di conservazione dell'energia di dissipazione.

L'obiettivo consiste nel cercare una condizione *PP* (“*Performance Point*”) rappresentativa della prestazione richiesta e compatibile con la domanda. In sostanza, da un lato occorre sintetizzare la risposta del sistema *MDOF* con quella di un modello *SDOF* equivalente che ne riproduca soprattutto la capacità dissipativa. Si individua così una curva prestazionale (“*capacity curve*”) da confrontare con una domanda espressa mediante uno spettro di pseudo-accelerazioni, (accelerazioni da applicare alla massa del modello per ottenere la forza di reazione corrispondente ai vari stati deformativi imposti). Dall'altro lato, occorre adattare la domanda per renderla coerente con l'effettiva capacità dissipativa associata al comportamento energetico del sistema strutturale in esame, da valutare in corrispondenza all'effettivo stato deformativo raggiunto, nel quale siano state mobilitate le deformazioni dissipative di natura isteretica. Tali dissipazioni infatti, possono incrementare notevolmente lo smorzamento viscoso standard del 5%

Al fine di eseguire calcoli maggiormente cautelativi, vengono utilizzate le curve di capacità più gravose, ossia quelle afferenti la distribuzione di forze proporzionali al prodotto fra la massa ed il primo modo di vibrazione.

Ottenuto il punto di performance è possibile anche ottenere una valutazione sulla sicurezza strutturale calcolando “l'indice di vulnerabilità, I_v ”, inteso come rapporto tra rapporto tra la richiesta S_{d*} e la capacità S_{du} in termini di spostamento.

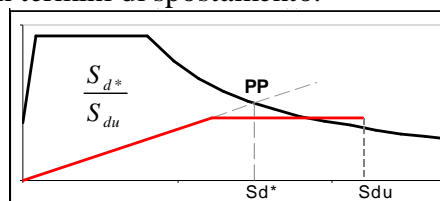


Figura 2.3 – Valutazione dell'Indice di Vulnerabilità

2.1.2 Distribuzione di carico I

Per la distribuzione di carico proporzionale al momento statico delle masse le forze da applicare alla struttura sono state determinate con la seguente relazione:

$$F_i = \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (2.10)$$

in cui:

- W_i e W_j sono i pesi della massa i-esima e j-esima;
- z_i e z_j sono le quote rispetto al piano fondale della massa i-esima e j-esima.

2.1.3 Distribuzione di carico II

La seconda distribuzione di carico considerata è proporzionale agli spostamenti del primo modo di vibrare della struttura, secondo la seguente relazione:

$$F_i = \frac{\delta_i \cdot W_i}{\sum_j \delta_j \cdot W_j} \quad (2.11)$$

in cui:

- W_i e W_j sono i pesi della massa i-esima e j-esima;
- δ_i e δ_j sono gli spostamenti di primo modo della massa i-esima e j-esima.

2.1.4 Determinazione del Performance Point e valutazione della sicurezza sismica

Partendo dai risultati delle analisi statiche non lineari per le strutture progettate si determina, con il metodo N2 adottato dalle NTC08 la vulnerabilità attraverso la determinazione del “*punto di funzionamento – PP*” come verrà esposto nel seguito del seguente paragrafo.

Il metodo N2, proposto per la prima volta nel 1996 da Fajfar, è la procedura ripresa dalle NTC08 per la valutazione della performance sismica delle strutture. Tale metodologia semplice da utilizzare in quanto non prevede iterazioni e quindi non è soggetta a problemi di convergenza, rispetto all’analoga metodologia denominata “ATC40”, consente di determinare lo spostamento richiesto direttamente dallo spettro elastico. A partire infatti da questo, considerando il prolungamento del tratto elastico della curva di capacità, (rappresentativo della retta radiale passante per l’origine corrispondente al periodo elastico) fino all’intersezione con lo spettro di domanda elastico, si possono verificare due casi:

1. Periodo T^* corto ($T^* < T_C$), ossia il prolungamento interseca lo spettro elastico nel tratto caratterizzato da accelerazione costante (tratto orizzontale), Figura 2.4.
2. Periodo T^* medio e lungo ($T^* > T_C$), ossia il prolungamento interseca lo spettro elastico nel tratto a velocità costante, Figura 2.5.

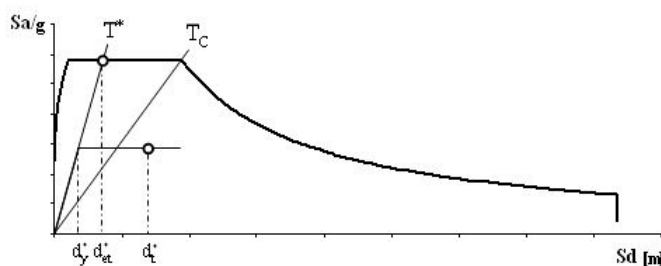


Figura 2.4 – Procedura N2, periodo corto

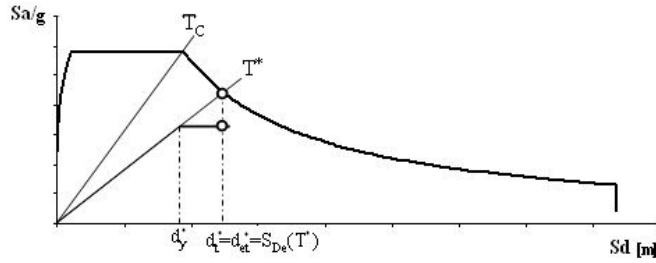


Figura 2.5 – Procedura N2, periodo medio e lungo

Per il primo dei due casi enunciati, lo spostamento massimo del sistema non lineare è maggiore di quello del sistema elastico e risulta:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left[1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \quad (2.12)$$

in cui:

- q_u è un fattore di riduzione della forze elastica massima, pari al rapporto tra la forza elastica massima (prodotto tra la pseudo accelerazione spettrale $S_{a(T^*)}$ e la massa equivalente M) e la forza al limite di snervamento, determinata attraverso:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y}{M^*}} \quad (2.13)$$

Per il secondo caso invece, il massimo spostamento per il sisma di progetto può essere valutato mediante l'utilizzo dello spettro elastico relativo (principio di uguaglianza degli spostamenti):

$$d_t^* = d_{et}^* = S_{de}(T^*) = S_{ae}(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi} \right) \quad (2.14)$$

2.2 MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per eseguire l'analisi sismica di una struttura mediante analisi di tipo non lineare è necessario costruire un modello numerico che incorpori direttamente le caratteristiche non lineari carico-deformazione degli elementi che compongono la struttura.

Nel seguente paragrafo verranno messi in evidenza i legami suddetti sia per gli elementi dissipativi dell'azione sismica, i controventi, e sia per gli elementi non dissipativi, travi e colonne.

2.2.1 Elementi dissipativi

Le strutture con controventi concentrici adottano come elemento di dissipazione dell'azione sismica le diagonali di controvento, che, per effetto dell'applicazione di una distribuzione laterale di forze, risultano essere una tesa e l'altra compressa.

Al fine di poter effettuare un'analisi statica non lineare occorre definire un modello analitico che simuli la legge monotona carico-deformazione in trazione e compressione degli elementi di controvento. In particolare per quanto riguarda il comportamento delle diagonali a compressione si deve tenere conto della resistenza allo svergolamento della diagonale e del comportamento post-buckling caratterizzato da un degrado della resistenza dell'elemento compresso. Questo aspetto è fondamentale per capire il comportamento dei controventi concentrici, in quanto l'instabilità delle diagonali compresse comporta sia una perdita di resistenza alle azioni laterali che una perdita di rigidezza del controvento e conseguentemente una riduzione delle capacità dissipative del sistema sismo-resistente. Tali perdite di resistenza e rigidezza sono dovute alla formazione di una "cerniera plastica" nella mezzeria dell'asta. La cerniera plastica causa un danneggiamento della diagonale stessa, comportando una riduzione della rigidezza dell'asta, quando questa, dopo essere sbandata, viene raddrizzata.

Considerando un modello semplice da analizzare al fine di comprendere meglio il comportamento di un'asta caricata da

un'azione assiale si considera una struttura avente un controvento a diagonale singola ad un solo piano, dove i carichi laterali sono contrastati dalle diagonali agenti sia in trazione che in compressione (Figura 2.6).

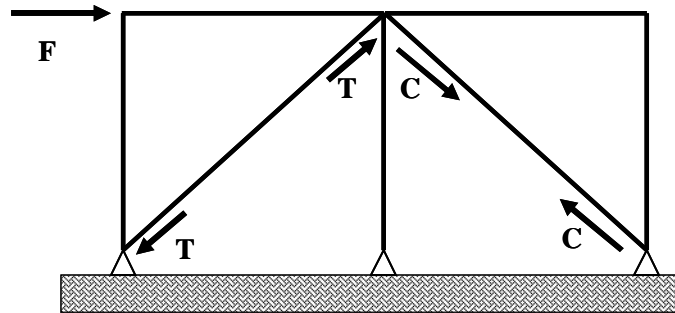


Figura 2.6 – Telaio controventato

Inizialmente il sistema è scarico, all'applicazione dell'azione esterna F le azioni agenti nelle aste sono evidenziate nella Figura 2.6.

L'azione sismica aumenta fino a che la forza di compressione C è minore della resistenza all'instabilità dell'asta: si ha che gli sforzi di trazione T e quelli di compressione C si eguagliano, il comportamento del sistema è perfettamente lineare.

Quando la forza di compressione C raggiunge il valore critico di instabilità N_{crit} , inizia il comportamento non lineare dell'asta. (Figura 2.7)

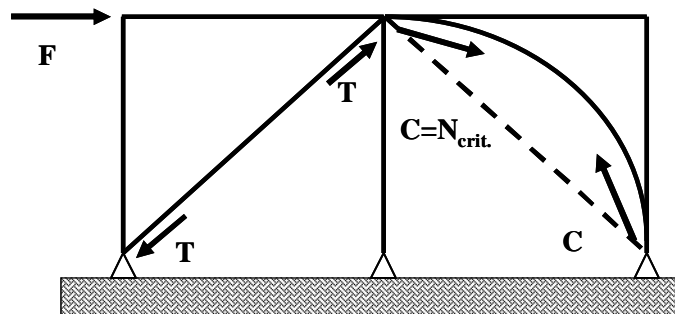


Figura 2.7 – Telaio controventato – inizio fase non lineare

La forza agente nella diagonale compressa non può più aumentare, aumenta solo la deformazione laterale dell'asta arrivando ad un livello oltre il quale la resistenza dell'asta decresce; continuando

a far crescere la deformazione si forma una cerniera plastica flessionale nella mezzeria dell'asta che comporta un abbattimento della resistenza assiale della diagonale compressa si ha quindi la condizione post-critica, (Figura 2.8)

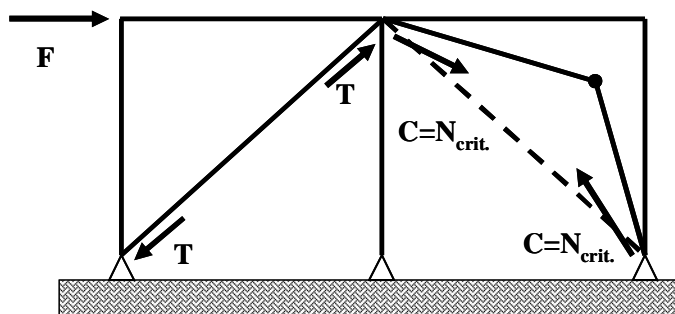


Figura 2.8 – Telaio controventato – asta instabilizzata

Va, inoltre, sottolineato che il danneggiamento dell'asta aumenta all'aumentare del numero dei cicli di trazione-compressione, a cui la diagonale viene sottoposta. Il comportamento globale del controvento è, quindi, fortemente condizionato dal comportamento dell'asta diagonale, che determina un comportamento instabile del ciclo isteretico. Dalle considerazioni effettuate per il sistema semplice considerato è evidente che un modello numerico che debba rappresentare il comportamento reale dei controventi concentrici non può trascurare un'accurata analisi del comportamento post-critico della diagonale stessa. Al fine della descrizione del comportamento di un'asta caricata con carico assiale ciclico sono stati considerati i risultati del modello del prof. Georgescu (Georgescu, 1996) che è un modello puramente matematico; inoltre sono stati considerati i risultati delle esperienze effettuate dal prof. Tremblay (Tremblay, 2002), il quale ha sottoposto un largo numero di diagonali a carichi ciclici.

Il modello di Georgescu è abbastanza semplice per determinare il diagramma forza-spostamento un'asta compressa. Il metodo si basa sullo studio fisico del comportamento di un'asta compressa, in tre distinte fasi, la prima è la condizione di asta scarica; la seconda considera l'asta in campo elastico; la terza e ultima fase considera

l'asta in fase post-critica, con successiva formazione della cerniera plastica (Figura 2.9).

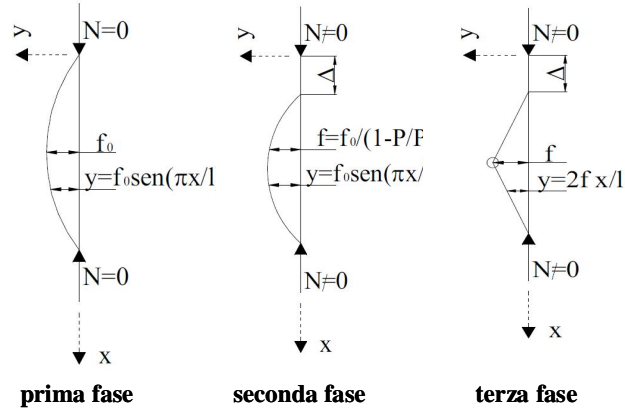


Figura 2.9 – Schema fisico di riferimento, Georgescu

Nella *prima fase* l'asta è scarica ma non rettilinea in quanto si ipotizza che abbia una freccia iniziale in mezzzeria pari ad f_0 . Si assume che la suddetta freccia iniziale comprenda tutte le imperfezioni meccaniche e geometriche dell'asta. La deformata iniziale può essere determinata attraverso:

$$y = f_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l}\right) \quad (2.15)$$

La freccia iniziale assume il valore della freccia che porta al primo attingimento della tensione di snervamento nella sezione, in corrispondenza di un carico assiale pari ad $N_{crit.}$; essa si ottiene, quindi, imponendo che sia:

$$\frac{N_{crit.}}{A} \cdot \frac{N_{crit.} \cdot f_0}{W_{pl} \cdot \left(1 - \frac{N_{crit.}}{N_E}\right)} = f_y \quad (2.16)$$

in cui:

- A è l'area della sezione trasversale del profilo;
- f_y è la tensione di snervamento del materiale costituente l'asta;
- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione trasversale dell'asta;

- $N_{crit.}$ è il carico critico dell'asta in corrispondenza del quale si verifica l'instabilizzazione della stessa, ricavato da:

$$N_{crit.} = \chi \cdot f_y \cdot A \quad (2.17)$$

- N_E è il carico critico Euleriano pari a:

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2} \quad (2.18)$$

Dalla relazione (2.16) è possibile ricavare l'espressione della freccia iniziale:

$$f_0 = \left(\frac{1}{\chi} - 1 \right) \cdot \left(1 - \frac{\chi \cdot f_y}{\sigma_E} \right) \cdot \frac{W_{pl}}{A} \quad (2.19)$$

in cui:

$$\sigma_E = \frac{N_E}{A} \quad (2.20)$$

Per effetto di questa deformata l'asta presenta un accorciamento pari a:

$$\Delta_i \cong \frac{2 \cdot f_0^2}{l} \quad (2.21)$$

Nella *seconda fase* l'asta è in campo elastico, alla deformazione iniziale si aggiunge quella legata all'accorciamento per la presenza dello sforzo normale di compressione:

$$\Delta_{el} = \frac{N \cdot l}{E \cdot A} \quad (2.22)$$

A tale valore si deve aggiungere l'aliquota relativa agli effetti del secondo ordine:

$$\Delta_{el,2} \approx \frac{2 \cdot f_0^2}{l} \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}} \right)^2 \quad (2.23)$$

In campo elastico la deformazione dell'asta risulta essere:

$$\Delta = \frac{2 \cdot f_0^2}{l} + \frac{N \cdot l}{E \cdot A} + \frac{2 \cdot f_0^2}{l} \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}} \right)^2 \quad (2.24)$$

Nella *terza fase* dopo aver raggiunto la forza pari a $N_{crit.}$ si deforma l'asta fino a far comparire la cerniera plastica nel suo punto di mezzeria. La deformazione dell'asta in campo plastico è cinetica e ricavabile dalla relazione:

$$\Delta = \frac{2 \cdot f_0^2}{l} + \frac{N_{crit.} \cdot l}{E \cdot A} + \frac{2 \cdot f^2}{l} \quad (2.25)$$

Nella relazione (2.25) la freccia f si ottiene tenendo in conto che:

$$M_{pl,P} = N \cdot f \quad (2.26)$$

in cui:

- $M_{pl,P}$ è il momento flettente plastico ridotto, per tener conto della presenza dello sforzo normale. Tale valore è ottenuto dalla relazione:

$$M_{pl,P} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot M_{pl} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{pl}} \right) \quad (2.27)$$

$$M_{pl} = W_{el} \cdot f_y \quad (2.28)$$

$$N_{pl} = A \cdot f_y \quad (2.29)$$

Ponendo l'uguaglianza tra la (2.26) e la (2.27) si ottiene:

$$N \cdot f = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot M_{pl} - \frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot M_{pl} \cdot \frac{N}{N_{pl}} \quad (2.30)$$

La freccia nella fase plastica risulta quindi essere:

$$f = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot \frac{M_{pl}}{N} - \frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot \frac{M_{pl}}{N_{pl}} \quad (2.31)$$

Si può quindi ottenere la relazione della deformazione complessiva:

$$f = \frac{2 \cdot f_0^2}{l} + \frac{N_{crit.} \cdot l}{E \cdot A} + \frac{2}{l} \cdot \left(\frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot \frac{M_{pl}}{N} - \frac{W_{pl}}{W_{el}} \cdot \frac{M_{pl}}{N_{pl}} \right)^2 \quad (2.32)$$

Il diagramma che fornisce l'andamento della deformazione di un'asta sotto carico assiale è rappresentato nella Figura 2.10, ottenuto dal modello matematico del prof. Georgescu.

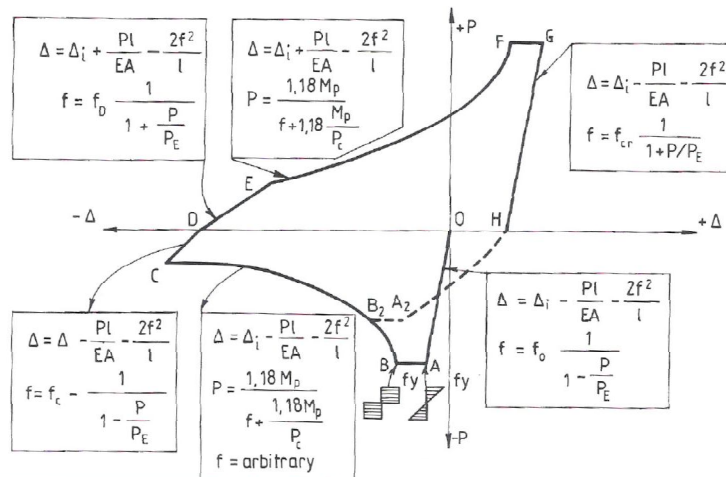


Figura 2.10 – Diagramma $N-\Delta$
Fonte Georgescu 1996

Nel tratto (0-A) l'asta inizialmente scarica, comincia a deformarsi, restando, però in campo elastico. Il punto (A) rappresenta il valore del carico critico $N_{crit.}$ per il quale si presenta il fenomeno dell'instabilità. Nel tratto (A-B) in corrispondenza del punto (A), il valore dello sforzo assiale N non aumenta più, resta costante e pari a $N_{crit.}$. L'asta instabilizzata comincia a plasticizzarsi, fino alla completa plasticizzazione in corrispondenza del punto (B), a cui corrisponde la formazione, nella mezzeria dell'asta, di una cerniera plastica. Nel tratto (B-C) si evidenzia il progressivo degrado che l'asta presenta, in seguito all'instabilizzazione. Il punto (C), in una prova a compressione reale, è fissato a priori. Tali prove, infatti, sono, generalmente, condotte fissando o uno spostamento massimo o un carico minimo da raggiungere. Dal punto (C) l'asta viene scaricata, fino al raggiungimento del punto (D), al quale corrisponde un carico N nullo ed un accorciamento residuo $\Delta \neq 0$. nel tratto (D-E) l'asta viene posta in trazione, aumentando con continuità il valore di N . Il comportamento sarà elastico lineare, con punto iniziale (D); fisicamente, l'asta viene

raddrizzata, riducendo progressivamente il valore dell'accorciamento fino al raggiungimento del punto (*E*). Si ha, quindi, in questo tratto, il recupero dell'aliquota elastica dell'accorciamento all'aumentare di *N*. Nel tratto (*E-F*) si continua a tirare l'asta fino al totale raddrizzamento della stessa in cui presenta la medesima lunghezza iniziale; nel tratto (*E-F*) la trazione aumenta progressivamente, l'asta presenterà un allungamento crescente fino al raggiungimento del carico N_{pl} , in corrispondenza del quale le fibre esterne della sezione trasversale dell'asta presentano una tensione pari a quella di snervamento f_y . In corrispondenza del punto (*F*) si ha l'inizio del fenomeno di plasticizzazione della sezione sottoposta a trazione, fino al punto (*G*), al quale corrisponde la piena plasticizzazione e la formazione di una cerniera plastica. Dal punto (*G*) si scarica nuovamente l'asta, riducendo progressivamente il valore dello sforzo di trazione a cui l'asta era sottoposta, fino al raggiungimento del punto (*H*); a tale punto corrisponde un allungamento dell'asta $\Delta \neq 0$. Se a questo punto si dovesse sottoporre l'asta ad un carico di compressione essa attraverserebbe le stesse fasi sopradescritte, con la differenza che si raggiungerebbe un carico critico minore rispetto al primo ciclo di carico. Il diagramma non raggiungerebbe più i punti (*A*) e (*B*) ma i punti (*A*₂) e (*B*₂).

Per la definizione dei legami forza-spostamento degli elementi di controvento sono stati considerati anche gli studi del prof. Robert Tremblay, che ha eseguito una serie di prove sperimentali sulle aste sollecitate assialmente e sottoposte a carico ciclico. I suoi studi hanno posto l'attenzione su alcuni parametri che fortemente influenzano la risposta sismica delle diagonali di controvento. La finalità di questi studi è stata quella di ottenere stime realistiche delle forze assiali, che più probabilmente si sviluppano, durante un terremoto, nelle diagonali, in modo da fornire indicazioni progettuali tali da garantire un'adeguata protezione delle travi, delle colonne e di tutti gli elementi non dissipativi (non duttili) della struttura. L'indagine è stata condotta su una vasta gamma di controventi concentrici in acciaio, con differenti forme di sezione trasversale, sottoposti a 76 cicli di carico, per ciascuno dei quali sono stati eseguiti nove programmi di studio

differenti. Dagli studi effettuati è stata posta particolare attenzione alla valutazione dei seguenti sei punti:

- 1) Valore dell'effettiva tensione di snervamento del materiale acciaio;
- 2) Carico critico di un'asta compressa;
- 3) Massimo valore atteso della resistenza a trazione di un'asta, tenendo conto degli effetti incrudenti;
- 4) Entità della ridotta capacità a compressione in campo post-critico per vari livelli di duttilità richiesta;
- 5) La deformazione laterale in piano e fuori-piano delle diagonali;
- 6) La rottura delle aste, per le sezioni rettangolari cave e conseguente entità della duttilità globale μ_F dell'asta soggetta a carico ciclico.

Delle analisi svolte dal prof. Tremblay si sono presi in considerazione i risultati riguardanti il sesto punto del precedente elenco. Nelle aste considerate il prof. Tremblay ha osservato che dopo essere sopravvenuto il fenomeno dell'instabilità locale nelle cerniere plastiche, si verifica la rottura dell'asta. Tale limitata resistenza nei confronti della frattura è dovuta alle forti tensioni che si sviluppano nelle zone della sezione trasversale, ove ci sono le piegature, a causa della lavorazione a freddo che l'acciaio ha subito in tali zone. Quando, in seguito all'instabilizzazione, l'asta viene raddrizzata, la frattura si propaga dalle zone in cui è avvenuta l'instabilità locale, a tutto il resto della sezione. L'instabilità locale è influenzata dal rapporto b/t degli elementi che costituiscono la sezione trasversale, dalla snellezza della diagonale e dalla storia di spostamenti applicata. Per le aste meno snelle il fenomeno di frattura risulta più gravoso, in quanto per tali aste risultano maggiori le tensioni di compressione sviluppatesi in corrispondenza della cerniera plastica. Dall'esperienza del prof. Tremblay si è tentato di ottenere una formulazione matematica, che mettesse in relazione il livello di danno alla frattura con il livello di duttilità μ_F , raggiunto alla frattura, con la snellezza dell'asta e con il rapporto b/t , ma non è stato possibile raggiungere risultati soddisfacenti per la difficoltà di misurare accuratamente le reali

deformazioni plastiche subite dall'asta. Predire la resistenza a frattura, inoltre, secondo un siffatto approccio, risulterebbe di difficile applicazione in campo progettuale, in quanto la reale storia di deformazioni imposte all'asta, durante il terremoto, non può essere nota a priori. Si è, quindi, preferito adottare un approccio semplificato, che mettesse la duttilità totale richiesta alla frattura μ_F in relazione soltanto con la snellezza meccanica $\bar{\lambda}$ dell'asta. Dove per duttilità totale μ_F si intende la somma del picco di duttilità richiesto in compressione con quello richiesto in trazione, prima del mezzo ciclo in trazione in cui è stata osservata la rottura dell'asta (Figura 2.11)

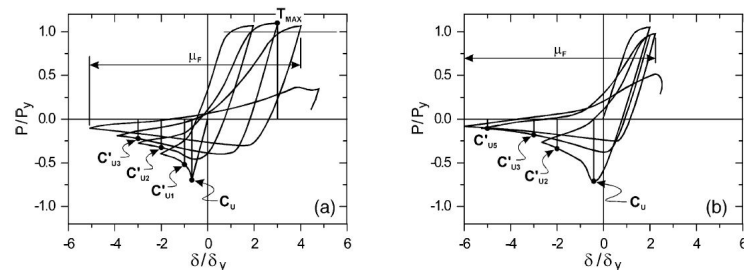


Figura 2.11 – Definizione duttilità globale in caso di cicli simmetrici e non
Fonte Tremblay 2002

La scelta di una tale definizione della duttilità globale è giustificata, perché legata alla caratteristica della stessa di risultare un buon indicatore della totale deformazione di compressione a cui l'asta è sottoposta, e di conseguenza della richiesta di rotazione che si ha nella cerniera plastica. Questo approccio risulta più appropriato nel campo progettuale, in cui è necessario conoscere solo la massima duttilità richiesta e non la completa storia delle deformazioni. Nello studio condotto dal prof. Tremblay μ_F viene diagrammata in funzione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, per 38 modelli di aste con sezioni rettangolari cave:

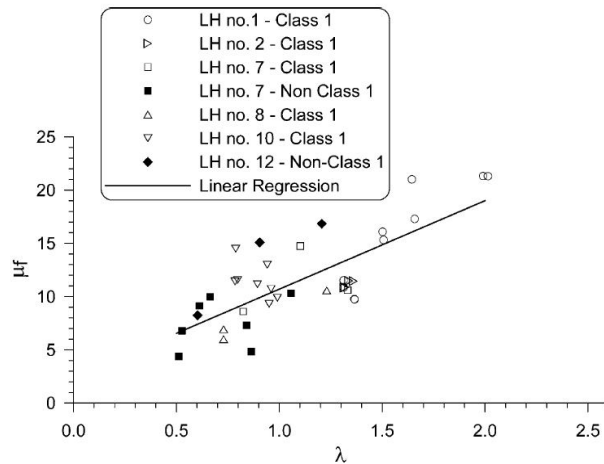


Figura 2.12 – Duttività globale in funzione della snellezza adimensionale
Fonte Tremblay 2002

La duttilità alla frattura, generalmente, cresce all'aumentare della snellezza dell'asta. Nella Figura 2.12 vengono distinti i risultati ottenuti, in funzione, anche di altri due parametri, la sezione trasversale dell'asta e la storia di carico. I risultati delle prove mostrano che storie di carico simmetriche, n°1 e n°12, sono meno gravose per la frattura, rispetto alle storie di carico con larghe deformazioni di compressione, n°7, n°8 e n°10. Come si può notare il rapporto b/t non ha significativi effetti sulla resistenza alla frattura.

La Figura 2.12 mostra chiaramente che le aste più snelle esibiscono una resistenza alla frattura migliore di quella delle aste meno snelle. Questo suggerisce che in ambito progettuale debba essere fissato un valore minimo della snellezza, se si desidera raggiungere un certo livello di duttilità. Viene proposta la seguente relazione lineare tra la duttilità globale e la snellezza adimensionale:

$$\mu_F = a + b \cdot \lambda \quad (2.33)$$

in cui:

- a è pari a 2.4;
- b è pari a 8.4.

Si fa notare che, come risulta evidente dalla Figura 2.12, lo scarto tra i valori misurati dalle prove e quello predetto dalla regressione lineare, è elevato, a causa della difficoltà di tener conto dell'influenza

di molti fattori quali ad esempio la forma della sezione, il materiale, il rapporto tra la parte di sezione interessata dalla piegatura a freddo e il resto della sezione.

2.2.2 Tecniche di modellazione

Al fine di poter effettuare l'analisi statica non lineare di una struttura è necessario, come detto in precedenza, definire il modello di comportamento dei suoi elementi strutturali in campo non lineare. Le analisi statiche non lineari effettuate nel presente lavoro sono state implementate nel programma di calcolo "SAP2000" mediante un'analisi a controllo di spostamento, il punto di controllo scelto è uno dei nodi posti in sommità. Le diagonali di controvento sono state schematizzate come elementi "beam", nella loro mezzeria è stata posta una cerniera attraverso il comando "hinge"; tale cerniera è stata schematizzata tenendo in conto quanto detto nel paragrafo precedente. Il comportamento dell'asta a compressione della curva $N-A$ dei controventi è stata ottenuta dal modello di Georgescu; mentre il comportamento a trazione è stato ottenuto sfruttando i risultati delle prove sperimentali del prof. Tremblay.

Per ogni asta di controvento sono state determinate, in funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle sezioni utilizzate, i parametri: N_E (2.18), f_0 (2.19), σ_E (2.20), M_{pl} (2.28) e μ_F (2.33).

Noti i parametri suddetti si è costruito per ciascuna delle aste di controvento il diagramma $N-A$ da implementare nel programma di calcolo (Figura 2.13). Il comportamento a compressione linearizzato è stato ottenuto mediante equivalenza delle aree sottese tra la curva teorica di Georgescu e la rispettiva spezzata bilineare.

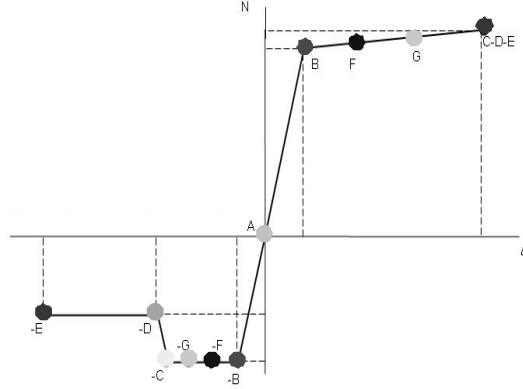


Figura 2.13 – Diagramma del comportamento dei controventi

Nel seguito vengono riportate le coordinate dei punti del diagramma riportato nella Figura 2.13.

$$\text{Punto } (-B) \left(\Delta_{(-B)} = -\frac{N_{bRd} \cdot l}{E \cdot A}; N_{(-B)} = -N_{bRd} \right) \quad (2.34)$$

A differenza di quanto considerato da Georgescu sono stati trascurati gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni iniziali considerando il tratto elastico lineare.

$$\text{Punto } (-C) \left(\Delta_{(-C)} = -\frac{N_{bRd} \cdot l}{E \cdot A} - \frac{2 \cdot f^2}{l}; N_{(-C)} = -N_{bRd} \right) \quad (2.35)$$

Il parametro f è ricavato dalla (2.31) sostituendo al valore di N quello di $N_{crit.}$.

$$\text{Punto } (-D) \left(\Delta_{(-D)}; N_{(-D)} \right) \quad (2.36)$$

$$\text{Punto } (-E) \left(\Delta_{(-E)} = -\frac{\mu_F}{2} \cdot \frac{N_{pl} \cdot l}{E \cdot A}; N_{(-E)} \right) \quad (2.37)$$

Il punto $(-D)$ è il punto ricavato mediante l'equivalenza delle aree tra la curva teorica del prof. Georgescu e la bilineare che si vuole ottenere, tenendo come punti fissi i punti $(-C)$ e $(-E)$.

I punti $(-F)$ e $(-G)$ sono punti intermedi di controllo inseriti nel programma di calcolo, ottenuti suddividendo in parti uguali la distanza tra i punti $(-B)$ e $(-C)$.

Per la modellazione del comportamento a trazione delle aste di controvento, tenendo in conto degli studi del prof. Tremblay, il

diagramma risultante è una bilineare elastica perfettamente plastica incrudente. I punti avranno le coordinate riportate di seguito, i punti (F) e (G) sono anch'essi punti di controllo inseriti nel programma SAP posizionati in modo che vi sia equidistanza tra i punti (B) e (E).

$$\text{Punto (B)} \quad \left(\Delta_{(B)} = \frac{N_{pl} \cdot l}{E \cdot A}; N_{(B)} = -N_{pl} \right) \quad (2.38)$$

$$\text{Punto (E)} \quad \left(\Delta_{(E)} = \frac{\mu_F}{2} \cdot \frac{N_{pl} \cdot l}{E \cdot A}; N_{(E)} = 1.1 \cdot N_{pl} \right) \quad (2.39)$$

2.2.3 Elementi non dissipativi

Per quanto riguarda, invece, gli elementi non dissipativi (travi e colonne) va considerato che essi devono essere considerati elastici per il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze. Questi elementi sono stati modellati come elementi beam nel programma di calcolo SAP con delle differenze per quel che riguarda la definizione delle cerniere plastiche. Le colonne sono state considerate continue, non sono stati considerati per questi elementi strutturali interruzioni alle estremità; a differenza delle travi per cui sono stati previsti dei “releases” nei punti di contatto con gli altri elementi strutturali. Per le travi è stato anche previsto un vincolo “diaphragm” al fine di attribuire un comportamento di impalcato rigido e di evitare le deformazioni assiali. Le masse sismiche sono state considerate concentrate e posizionate nella mezzeria delle travi. Nella mezzeria delle travi sono state, altresì, posizionate le cerniere plastiche a flessione.

Per le colonne, nel programma di calcolo è stato implementato un comportamento in campo non lineare dando come dato di input il dominio plastico delle sezioni soggette a presso-flessione retta, in cui il momento resistente plastico è determinato secondo la relazione (1.27).

CAPITOLO 3

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

3.1 CONFRONTO TRA METODOLOGIE DI PROGETTO

In una prima fase del presente lavoro sono stati condotti dei confronti tra due diverse metodologie di progetto e tra due diverse tipologie di controventi concentrici.

Le due metodologie di progetto considerate e messe a confronto sono da una parte il metodo basato sulle forze (*Force Based Design – FBD*), quello che in pratica è codificato nella normativa tecnica vigente in Italia, dall'altra parte è stato considerato il metodo basato sugli spostamenti (*Displacement Based Design – DBD*), non previsto nella norma italiana ma attualmente sempre più diffuso nelle norme internazionali. Nel confronto tra le due tipologie di controventi concentrici sono state messi a paragone i controventi a v rovescia e i controventi ad X. Il confronto è effettuato sia in termini di peso dell'intera struttura e dei singoli elementi strutturali (travi, colonne, diagonali), sia in termini di prestazioni, attraverso analisi statiche incrementali non lineari, evidenziando anche le modalità di collasso.

3.1.1 Il metodo DBD

Il metodo DBD, a differenza del metodo basato sulle forze per la progettazione di una struttura pone alla base del processo di progettazione gli spostamenti e le deformazioni massimi accettabili per la struttura come l'obiettivo primario da perseguire e dunque il punto di partenza della progettazione; il DBD risulta preferibile rispetto al tradizionale approccio alle forze, in cui tali parametri di valutazione del danno sono controllati a posteriori (Alterio et al. 2009).

Il metodo DBD è basato sull'idea di ridurre il comportamento inelastico di un sistema a più gradi di libertà a quello elastico (con smorzamento viscoso equivalente) di un sistema ad un solo grado di libertà (oscillatore semplice equivalente). Il metodo di progetto sviluppato si propone di definire le caratteristiche meccaniche del suddetto oscillatore semplice, imponendo la forma degli spostamenti che si vuole la struttura esibisca. Il primo passo da compiere è il calcolo degli spostamenti corrispondenti all'instabilità delle diagonali (Alterio et al. 2009):

$$\Delta_{i,y} = \left[\alpha \cdot \left(\frac{i}{N} \right)^2 + (1 - \alpha) \cdot \left(\frac{i}{N} \right) \right] \cdot \Delta_{N,y} \quad (3.1)$$

Successivamente si passa al calcolo degli spostamenti "target" o di progetto, sono gli spostamenti di progetto sono i valori massimi che si desidera non vengano superati in occasione del terremoto di progetto, mediante:

$$\Delta_{i,d} = \left[\beta \cdot \left(\frac{i}{N} \right)^2 + (1 - \beta) \cdot \left(\frac{i}{N} \right) \right] \cdot \Delta_{N,d} \quad (3.2)$$

in cui:

- i è il numero del piano i -esimo;
- N è il numero totale dei piani;

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{1}{N} \cdot \left(4 \cdot \frac{\chi_{br}}{k_c \cdot \chi_c} - 1 \right)} \quad (3.3)$$

- χ_{br} è il valore medio del rapporto tra la resistenza a compressione e quella di snervamento delle diagonali. Si stabilisce in relazione alle snellezze scelte per le diagonali

$$\bar{\lambda}_{br} = \frac{\lambda_{br,i}}{\lambda_{br,i,y}} \quad \text{utilizzando le curve di stabilità fornite dalle}$$

normative applicabili (ad esempio, Eurocodice 3);

- k_c è la deformazione media (ε_c), normalizzata rispetto alla deformazione di snervamento $\left(\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}\right)$, indotta nelle colonne

dalle forze sismiche, in corrispondenza dell'instabilità delle diagonali. Si tratta di un parametro di progetto, il cui valore iniziale scelto può essere controllato al termine del progetto ed eventualmente corretto.

- χ_c è il valore medio del rapporto tra la resistenza a compressione e quella di snervamento delle colonne. E' uno dei parametri scelti dal progettista in relazione alla snellezza scelta per le colonne;
- $\Delta_{N,y}$ è lo spostamento all'ultimo piano, calcolato nel seguente modo: $\Delta_{N,y} = \frac{1}{2} \cdot k_c \cdot \chi_c \cdot \frac{N}{\alpha} \cdot H \cdot \varepsilon_y$;
- H è l'altezza della struttura;

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{1}{N} \cdot \left(4 \cdot \frac{\bar{\varepsilon} + \mu_{br,d}}{k_{cd} \cdot \chi_c} - 1 \right)} \quad (3.4)$$

- $\bar{\varepsilon}$ è il valore di progetto della deformazione massima delle diagonali tese, in rapporto a quella di snervamento, ed è definita dal progettista, in funzione del livello di danneggiamento considerato accettabile;

- $\mu_{br,d}$ è il valore di progetto della duttilità media dei controventi, ottenuto a partire dalla duttilità disponibile. Il valore di progetto è dato dall'equazione: $\mu_{br,d,i} = c \cdot 0.5 \cdot \left(a + b \cdot \bar{\lambda}_{br,i} \right)$;
- a e b sono coefficienti di regressione lineare ottenuti attraverso prove sperimentali di carico ciclico;
- c è un coefficiente riduttivo della duttilità disponibile, definito dal progettista, in base al livello di danneggiamento ritenuto accettabile;
- k_{cd} assume lo stesso significato di k_c ma viene valutato in corrispondenza degli spostamenti di progetto. In via approssimata, può essere valutato come: $k_{cd} = k_c + (1 - k_c) \cdot \bar{\varepsilon}$;
- $\Delta_{N,d}$ è lo spostamento di progetto all'ultimo piano, calcolato secondo l'equazione seguente: $\Delta_{N,d} = \frac{1}{4} \cdot k_{cd} \cdot \chi_c \cdot \frac{N}{\beta} \cdot H \cdot \varepsilon_y$.

Dalla distribuzione degli spostamenti di progetto e di quelli corrispondenti instabilità delle diagonali si ricava il valore dello spostamento di progetto e di snervamento dell'oscillatore semplice equivalente (Δ_d e Δ_y), da cui consegue la duttilità $\mu_d = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$ e lo

smorzamento viscoso equivalente ad esso associato (Priestley et al. 2007), quest'ultimo è stato valutato mediante la seguente equazione:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.183 \cdot \left[1 - \frac{1}{\mu_d^{0.588}} \right] \quad (3.5)$$

La relazione (3.5) è stata derivata con riferimento ad elementi strutturali caratterizzati da cicli di isteresi con degrado di rigidezza e resistenza (Priestley et al. 2007). La sua applicabilità al caso in esame viene ipotizzata e verificata a posteriori in base ai risultati.

Noti e, dallo spettro degli spostamenti di progetto si legge il valore del periodo efficace dell'oscillatore semplice equivalente, T_{eff} , da cui consegue la rigidezza efficace, K_{eff} , e il taglio efficace, V_{eff}

(Priestley et al. 2007). Quest'ultimo viene trasformato nel taglio corrispondente all'instabilità delle diagonali (Alterio et al. 2009):

$$V_y = \frac{2 \cdot \chi_{br}}{\left(\begin{array}{c} - \\ \varepsilon + \chi_{br} \end{array} \right)} \cdot V_{eff} \quad (3.6)$$

3.1.2 Struttura progettata secondo DBD

Come già detto in precedenza, il primo confronto eseguito ha riguardato due diverse metodologie di progetto di una struttura di acciaio in zona sismica. Tale confronto è stato eseguito su di una struttura di acciaio con controventi concentrici a V rovescia progettata secondo il metodo DBD, la stessa identica struttura è stata poi progettata con il metodo FBD e sono state messe a confronto. Al fine di poter eseguire un confronto in termini sia di peso tra le due strutture è stato deciso di adoperare le stesse tipologie di sezioni per tutti gli elementi strutturali. La geometria della struttura scelta come base per il confronto è quella riportata nell'articolo "*Direct displacement-based design of steel chevron bracing*", Della Corte G., Mazzolani F. M., 2009, presentato nella conferenza ANIDIS di Bologna nel 2009.

La struttura in esame è a pianta rettangolare di dimensioni $31 \times 24 \text{ m}$ (Figura 3.1). La lunghezza di ciascuna campata è di 6 m lungo la dimensione minore della pianta; mentre è variabile lungo la dimensione maggiore, da 5 m , nella campata centrale, a 7 m nelle campate di estremità. Si considerano dieci piani in elevazione. L'altezza di interpiano è fissata uguale a 3.5 m per tutti i livelli, escluso il primo per il quale si assume un valore di 4 m . (Della Corte et al. 2009).

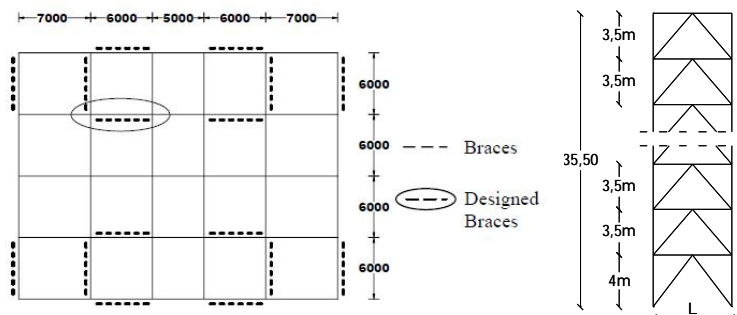


Figura 3.1 – Pianta e sezione struttura considerata

In Figura 3.1 è evidenziata la posizione in pianta dei controventi. Il caso studio riguarda la progettazione delle membrature del controvento cerchiato. La campata scelta è quella maggiormente caricata, poiché, a parità di spostamento orizzontale indotto dal terremoto, essa sarà soggetta a carichi verticali maggiori. (Della Corte et al. 2009). Nota la geometria della struttura, viene condotta l'analisi dei carichi fissi e dei carichi variabili sugli impalcati e, conseguentemente, calcolati i pesi sismici, dell'ordine di 5.40 kN/m^2 , assunti come uniformemente distribuiti su tutto l'impalcato. Si considera l'impalcato rigido nel proprio piano. Per ogni impalcato diverso dall'ultimo si assume una massa sismica pari a $410 \text{ kNs}^2/\text{m}$, per l'impalcato ultimo, invece, si assume una massa pari a $440 \text{ kNs}^2/\text{m}$. Il materiale utilizzato è l'acciaio S275. La tensione di snervamento media attesa si calcola amplificando la tensione caratteristica di snervamento attraverso due fattori γ_{0v} ed h_f . Il coefficiente γ_{0v} rappresenta il rapporto tra il valore medio e quello caratteristico della tensione di snervamento. Il fattore h_f si applica soltanto nel caso di profili formati a freddo e rappresenta il rapporto tra la tensione di snervamento media sulla sezione del profilo e la tensione nominale di snervamento del materiale base. In questo lavoro γ_{0v} è posto pari a 1.15 per l'acciaio scelto e h_f è assunto pari ad 1.25. Si ottiene così, il valore di 395 N/mm^2 . Il modulo di elasticità normale E o modulo di Young è di 210000 N/mm^2 .

Per lo spettro di progetto si è fatto riferimento a spettri forniti dall'Eurocodice 8, di tipo 1, suolo C, (fattore di amplificazione S pari

ad 1.15) ed accelerazione di picco su suolo rigido pari a 0.35g. (Della Corte et al. 2009).

Eseguita la progettazione secondo il metodo DBD le sezioni risultanti vengono riportate nella tabella.

Tabella 3.1 – Sezioni degli elementi strutturali – DBD

Elementi strutturali – DBD			
<i>livello</i>	<i>travi</i>	<i>colonne</i>	<i>controventi</i>
1	HEB600	HEM400	139.7 x 10
2	HEB600	HEM400	127 x 10
3	HEB550	HEM280	127 x 10
4	HEB550	HEM280	127 x 10
5	HEB550	HEB240	114.3 x 10
6	HEB550	HEB240	114.3 x 9
7	HEB500	HEB240	114.3 x 8
8	HEB500	HEB240	96 x 8
9	HEB450	HEB180	96 x 7
10	HEB450	HEB180	88.9 x 5

Le tipologie di sezioni utilizzate per gli elementi di controvento sono profili circolari, per le travi e colonne, invece, sono state utilizzati profili a doppio T tipo HE.

3.1.3 Struttura progettata secondo norma (FBD)

Il taglio sismico alla base, utilizzato nella relazione (1.13), determinato secondo la (1.14), per la determinazione delle forze orizzontali da applicare come carico sismico nell'analisi statica lineare è riportato nella Tabella 3.2.

Tabella 3.2 – Taglio sismico alla base

a_g	$F_h [kN]$
0.35g	840

Il progetto eseguito secondo il metodo alle forze, FBD, è stato eseguito sul medesimo schema plano-altimetrico riportato in Figura 3.1, le regole secondo cui sono state progettati gli elementi costituenti la struttura sono quelle riportate nella normativa tecnica vigente in

Italia, riportate al §1.7.5 del presente lavoro. Per la struttura ottenuta, di cui nella Tabella 3.3 si riportano le sezioni risultanti, è stata eseguita la verifica allo stato limite di danno (cfr. §1.7.6) mediante la relazione (1.31).

Tabella 3.3 – Sezioni degli elementi strutturali – FBD

Elementi strutturali – FBD			
<i>livello</i>	<i>travi</i>	<i>colonne</i>	<i>controventi</i>
1	HEB600	HEM450	177.8x12
2	HEB600	HEM450	177.8x10
3	HEB550	HEM280	177.8x10
4	HEB550	HEM280	177.8x10
5	HEB550	HEM240	168.3x10
6	HEB550	HEM240	168.3x8
7	HEB450	HEM240	168.3x6.3
8	HEB450	HEM240	139.7x8
9	HEB340	HEB200	139.7x6.3
10	HEB340	HEB200	139.7x5

Le tipologie di sezioni scelte per gli elementi strutturali sono state, ovviamente, le stesse di quelle del progetto eseguito con l'approccio agli spostamenti, vale a dire sezioni circolari per i controventi e sezioni a doppio T per le travi e le colonne.

Sulla struttura progettata secondo l'approccio alle forze è stata anche condotta un'analisi statica non lineare; la modellazione e l'implementazione della struttura nel programma di calcolo "SAP2000" adoperato è stata condotta secondo quanto descritto al §2.2 del precedente capitolo. Considerando la medesima modellazione adoperata per la struttura progettata mediante la metodologia FBD è stata eseguita un'analisi statica non lineare per la struttura DBD.

3.1.4 Confronto DBD-FBD

Le due strutture precedentemente progettate, mediante due metodologie diverse, sono state messe a confronto in termini di peso, sia globale che dei vari elementi strutturali; che in termini di prestazioni, inteso come andamento della curva di pushover e come indice di vulnerabilità.

Il confronto in peso ha dato i risultato che vengono esposti nelle tabelle seguenti. Come detto in precedenza è stato svolto un confronto in termini sia di peso totale dell'intera struttura sia dei vari elementi strutturali, travi, colonne controventi.

Nella Tabella 3.4 vengono riportati separatamente i pesi degli elementi strutturali suddivisi per piano della struttura progettata secondo il metodo DBD.

Tabella 3.4 – Peso degli elementi strutturali – DBD

DBD						
<i>livello</i>	<i>travi</i>	<i>peso [kN]</i>	<i>colonne</i>	<i>peso [kN]</i>	<i>controventi</i>	<i>peso [kN]</i>
1	HEB600	12,47	HEM400	20,08	139.7x10	3,14
2	HEB600	12,47	HEM400	17,57	127x10	2,61
3	HEB550	11,71	HEM280	12,97	127x10	2,61
4	HEB550	11,71	HEM280	12,97	127x10	2,61
5	HEB550	11,71	HEB240	5,71	114.3x10	2,32
6	HEB550	11,71	HEB240	5,71	114.3x9	2,12
7	HEB500	11,00	HEB240	5,71	114.3x8	1,90
8	HEB500	11,00	HEB240	5,71	96x8	1,57
9	HEB450	10,06	HEB180	3,51	96x7	1,39
10	HEB450	10,06	HEB180	3,51	88.9x5	0,93
<i>Totale [kN]</i>		113,90	<i>Totale [kN]</i>	93,45	<i>Totale [kN]</i>	21,20

Allo stesso modo nella Tabella 3.5 vengono invece riportati i pesi per la struttura FBD.

Tabella 3.5 – Peso degli elementi strutturali – FBD

FBD						
<i>livello</i>	<i>travi</i>	<i>peso [kN]</i>	<i>colonne</i>	<i>peso [kN]</i>	<i>controventi</i>	<i>peso [kN]</i>
1	HEB600	12,47	HEM450	20,63	177.8x12	4,82
2	HEB600	12,47	HEM450	18,05	177.8x10	3,74
3	HEB550	11,71	HEM280	12,97	177.8x10	3,74
4	HEB550	11,71	HEM280	12,97	177.8x10	3,74
5	HEB550	11,71	HEM240	7,07	168.3x10	3,53
6	HEB550	11,71	HEM240	7,07	168.3x8	2,86
7	HEB450	10,06	HEM240	7,07	168.3x6.3	2,28
8	HEB450	10,06	HEM240	7,07	139.7x8	2,17
9	HEB340	7,88	HEB200	4,21	139.7x6.3	1,87
10	HEB340	7,88	HEB200	4,21	139.7x5	1,50
<i>Totale [kN]</i>		107,66	<i>Totale [kN]</i>	101,32	<i>Totale [kN]</i>	30,25

Nella Tabella 3.6 vengono riportati i valori complessivi per le due strutture degli elementi strutturali e dell'intera struttura.

Tabella 3.6 – Confronto in termini di peso

DBD – FBD				
	<i>travi [kN]</i>	<i>colonne [kN]</i>	<i>controventi [kN]</i>	<i>globale [kN]</i>
DBD	113.90	93.45	21.20	228.61
FBD	107.66	101.32	30.25	239.44
	- 5.48%	+ 8.40%	+ 43.45%	+ 4.74%

Va subito fatto notare che la struttura progettata secondo il metodo FBD è risultata essere nel suo complesso più pesante della struttura progettata secondo il metodo DBD. La differenza tra le due strutture sono contenute in un dieci per cento tranne che per i controventi, per essi la differenza è notevolmente maggiore (+43.45%), ciò è da imputare alla metodologia di progetto utilizzata, il metodo DBD progetta i controventi in modo da sfruttarli al massimo, compatibilmente con il profilo di spostamenti imposti all'inizio della progettazione, in modo da avere una struttura che

risponde in maniera efficiente alla norma e alle esigenze economiche utilizzando la minima sezione possibile. Il metodo FBD, soprattutto con una progettazione basata unicamente sull'analisi statica lineare, tende ad avere una struttura sovradimensionata che si ritrova maggiormente proprio negli elementi deputati all'assorbimento dell'azione sismica.

3.2 CONFRONTO FRA LE TIPOLOGIE DI CONTROVENTI CONCENTRICI

Come già detto in precedenza in questo capitolo si esibiscono i risultati sia del confronto tra due metodologie di progetto, visto al paragrafo precedente, e sia del confronto tra la progettazione di due tipologie di controventi concentrici diversi, tali risultati verranno esposti nel presente paragrafo.

Le tipologie di controventi concentrici presi in esame sono i controventi a V rovescia e i controventi ad X. Sono stati progettate un totale di sei strutture, tre per ogni tipologia di controvento. Il parametro progettuale scelto è la lunghezza del campo di controvento, sono state considerate tre diverse luci, $6m$, $8m$ e $10m$. il livello di pericolosità sismica del suolo è unico per tutte le strutture progettate ed è pari a $0.35g$, così come è per tutte le strutture progettate la classe di duttilità scelta, alta, e la tipologie di suolo considerata, suolo B . Il taglio sismico alla base è il medesimo di quello riportato nella Tabella 3.2.

3.2.1 Strutture con controventi a V rovescia

Le strutture sono state progettate con un'analisi statica lineare secondo quanto riportato nel capitolo 1, la verifica delle strutture è stata condotta allo stato limite di danno secondo la relazione (1.31) riportata al §1.7.6. Sulle strutture così ottenute è stata poi condotta un'analisi statica non lineare; secondo quanto riportato al capitolo 2 del presente lavoro, gli elementi strutturali sono stati modellati al programma di calcolo SAP2000 secondo quanto riportato nello stesso capitolo.

I risultati della progettazione delle strutture con controventi a V rovescia vengono riportati nelle tabelle seguenti, in esse si riportano anche coefficienti di sfruttamento, intesi come rapporto tra la sollecitazione agente e lo sforzo resistente, delle sezioni considerate. Nella Tabella 3.7 si riportano i risultati della progettazione delle strutture con controventi a V rovescia per la strutture di luce 6m.

Tabella 3.7 – Strutture con controventi a V rovescia

<i>Strutture con controventi a V rovescia – 6m</i>						
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Diagonali</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB550	0.95	HEM450	0.91	177.8x12	0.90
2	HEB550	0.87	HEM450	0.76	177.8x10	0.85
3	HEB550	0.87	HEM280	0.90	177.8x10	0.84
4	HEB550	0.74	HEM280	0.71	177.8x10	0.78
5	HEB500	0.86	HEB280	0.98	168.3x10	0.81
6	HEB500	0.71	HEB280	0.65	168.3x8	0.88
7	HEB450	0.85	HEB180	0.97	168.3x6.3	0.95
8	HEB450	0.71	HEB180	0.53	139.7x8	0.97
9	HEB340	0.91	HEA100	0.94	139.7x6.3	0.99
10	HEB340	0.65	HEA100	0.08	139.7x5	0.82

Nella Tabella 3.8 vengono illustrati i risultati della struttura di luce $8m$.

Tabella 3.8 – Strutture con controventi a V rovescia

<i>Strutture con controventi a V rovescia – 8m</i>						
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Diagonali</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.92	HEM400	0.99	177.8*12	0.89
2	HEM500	0.86	HEM400	0.83	177.8*12	0.71
3	HEB600	0.95	HEM320	0.72	177.8*12	0.70
4	HEB600	0.81	HEM320	0.57	177.8*10	0.74
5	HEB550	0.93	HEB320	0.83	177.8*10	0.73
6	HEB550	0.76	HEB320	0.59	177.8*8	0.77
7	HEB500	0.89	HEB200	0.84	177.8*8	0.71
8	HEB500	0.72	HEB200	0.47	177.8*6.3	0.71
9	HEB400	0.85	HEA120	0.72	139.7*8	0.80
10	HEB400	0.67	HEA120	0.07	139.7*6	0.62

Nella Tabella 3.9 vengono illustrati i risultati della struttura di luce $10m$.

Tabella 3.9 – Strutture con controventi a V rovescia

<i>Strutture con controventi a V rovescia – 10m</i>						
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Diagonali</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HE600x337	0.87	HEM500	0.98	219.1*12	0.89
2	HE600x337	0.80	HEM500	0.82	219.1*12	0.79
3	HEM600	0.96	HEM360	0.74	219.1*12	0.77
4	HEM600	0.81	HEM360	0.58	219.1*10	0.85
5	HEM550	0.90	HEB360	0.78	219.1*10	0.79
6	HEM550	0.90	HEB360	0.55	219.1*10	0.70
7	HEB550	0.93	HEB240	0.64	193.7*8	0.97
8	HEB550	0.93	HEB240	0.36	193.7*8	0.79
9	HEB450	0.88	HEA140	0.59	193.7*6	0.90
10	HEB450	0.89	HEA140	0.06	193.7*6	0.55

Nella Tabella 3.10 si riportano i valori del coefficiente di sovra-resistenza Ω_{min} e il valori dei rapporti tra il valore massimo e minino dei vari coefficienti Ω_i .

Tabella 3.10 – Coefficienti di sovra-resistenza – Vr
Coefficienti di sovra-resistenza e variazione

$L [m]$	Ω_{min}	$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}}$
6	1.48	20%
8	1.92	18%
10	1.69	19%

Il valore dei rapporti dei coefficienti di sovra-resistenza è contenuto nel limite fissato dalla norma al 25%; il valore del coefficiente Ω_{min} , aumenta con il crescere della lunghezza del campo di controvento, con un picco per la struttura con luce $8m$, tale andamento si riscontra sia per le strutture con controventi ad X, come si vedrà nel paragrafo seguente, e sia nella altra analisi effettuate, come si illustrerà nel capitolo successivo.

3.2.2 Strutture con controventi ad X

Le strutture con controventi concentrici ad X sono state progettate, come per quelle con i controventi a V rovescia considerando come unico parametro progettuale la lunghezza del campo di controvento ($6m$, $8m$ e $10m$). anche queste strutture, come detto in precedenza, sono state progettate considerando la tipologia di suolo B, la classe di duttilità alta per le sezioni e la pericolosità sismica misurata in termini di PGA pari a $0.35g$. vi sono due differenza evidenti tra i profili utilizzati per questa tipologia di controventi rispetto a quella precedente, le travi sono di tipo a doppio T ma IPE, in quanto è lo schema di calcolo ad essere diverso nei controventi a V rovescia nelle travi vi è la presenza di una forza concentrata nella mezzeria della trave per tener conto, come riportato nella norma e nel presente lavoro al §1.7.5, per tenere in conto degli effetti che si verificano per effetto della plasticizzazione delle

diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. I controventi ad X avendo una luce maggiore rispetto a quelli a V rovescia presentano sezioni maggiori, e di conseguenza più pesanti. L'altra differenza è che i controventi ad X sono di tipo scatolare rettangolare e non circolare come nel caso precedente, tale scelta è stata necessaria per la verifica sulla snellezza dei controventi (1.21) imposta dalla norma (cfr. §1.7.5)

Nella Tabella 3.11 si riportano i risultati della progettazione delle strutture con controventi a V rovescia per la strutture di luce 6m.

Tabella 3.11 – Strutture con controventi ad X

Strutture con controventi ad X – 6m						
Piano	Travi	Sfrutt.	Colonne	Sfrutt.	Diagonali	Sfrutt.
1	IPE400	0.35	HEM320	0.33	160x80x12	0.61
2	IPE400	0.40	HEM320	0.32	160x80x12	0.48
3	IPE360	0.46	HEM260	0.42	160x80x12	0.55
4	IPE360	0.38	HEM260	0.34	140x80x10	0.49
5	IPE330	0.34	HEM240	0.52	140x80x10	0.56
6	IPE330	0.24	HEB240	0.51	120x80x10	0.81
7	IPE300	0.28	HEB200	0.63	120x80x10	0.80
8	IPE300	0.25	HEB200	0.48	120x60x8	0.29
9	IPE240	0.35	HEB160	0.81	120x60x8	0.18
10	IPE240	0.64	HEB160	0.62	120x60x8	0.16

Nella Tabella 3.12 vengono illustrati i risultati della struttura di luce 8m.

Tabella 3.12 – Strutture con controventi ad X

<i>Strutture con controventi ad X – 8m</i>						
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Diagonali</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE450	0.47	HEM360	0.74	180x100x12	0.85
2	IPE450	0.43	HEM360	0.62	180x100x12	0.80
3	IPE400	0.75	HEM300	0.56	180x100x12	0.78
4	IPE400	0.63	HEM300	0.45	160x80x12	0.86
5	IPE360	0.95	HEM260	0.50	160x80x12	0.80
6	IPE360	0.76	HEM260	0.38	160x80x10	0.83
7	IPE330	0.93	HEB240	0.57	160x80x8	0.87
8	IPE330	0.69	HEB240	0.36	160x80x8	0.69
9	IPE300	0.75	HEB200	0.28	160x80x6	0.77
10	IPE300	0.62	HEB200	0.11	160x80x6	0.35

Nella Tabella 3.13 vengono illustrati i risultati della struttura di luce 10m.

Tabella 3.13 – Strutture con controventi ad X

<i>Strutture con controventi ad X – 10m</i>						
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Diagonali</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.52	HEM400	0.77	200x100x10	0.98
2	IPE500	0.32	HEM400	0.64	180x100x12	0.85
3	IPE450	0.74	HEM360	0.56	180x100x12	0.84
4	IPE450	0.70	HEM360	0.45	180x100x10	0.90
5	IPE450	0.63	HEM300	0.38	180x100x10	0.84
6	IPE450	0.54	HEM300	0.29	180x100x8	0.92
7	IPE400	0.70	HEB260	0.54	180x100x8	0.78
8	IPE400	0.57	HEB260	0.35	160x80x6	0.95
9	IPE330	0.90	HEB240	0.22	160x80x6	0.68
10	IPE330	0.74	HEB240	0.09	160x80x6	0.37

Nella Tabella 3.14 si riportano i valori del coefficiente di sovra-resistenza Ω_{min} e il valori dei rapporti tra il valore massimo e minimo dei vari coefficienti Ω_i .

Tabella 3.14 – Coefficienti di sovra-resistenza – X

<i>Coefficienti di sovra-resistenza e variazione</i>		
<i>L [m]</i>	Ω_{min}	$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}}$
6	1.01	24%
8	1.15	21%
10	1.22	20%

Anche per le strutture con i controventi concentrici ad X il limite sul rapporto tra il massimo e il minimo coefficiente di sovra-resistenza è rispettato, il valore del coefficiente Ω_{min} aumenta all'aumentare della lunghezza del campo di controvento.

3.2.3 Confronto V rovescia-X

Le due tipologie di controventi considerati sono stati messi a confronto, come fatto per in precedenza in termini di peso, sia del peso globale che dei singoli componenti la struttura. Le strutture progettate considerando le due diverse tipologie di controvento esaminate sono state messa a confronto anche nei riguardi delle curve risultanti dall'analisi statica non lineare e dell'indice di vulnerabilità, di cui se ne parlerà nel seguito.

Le due tipologie di controvento considerate sono state messe a confronto a parità di lunghezza del campo di controvento; si riporteranno nel seguito i confronti eseguiti sulle strutture con luce di 6m, per i parametri scelti e successivamente quelli per le strutture da 8m e da 10m.

Nella Tabella 3.15 vengono riportati i pesi degli elementi strutturali e il peso globale delle due strutture con luce pari a $6m$, oltre alla loro variazione percentuale.

Tabella 3.15 – Confronti in peso – $L=6m$

Confronti in peso – Strutture con $L=6m$			
	V rovescia [kN]	X [kN]	Variazione
Globale	236.91	160.04	- 48.03%
Travi	105.32	28.88	- 264.71%
Colonne	101.33	90.78	- 11.63%
Controventi	30.25	40.39	+ 25.10%

Globalmente il peso della struttura con controventi ad X è inferiore del 50% circa della struttura con controventi a V rovescia, andando nel dettaglio tale differenza è maggiormente influenzata dalle travi della struttura controventata ad X, in quanto, come detto vi è una differente schema di calcolo, i controventi ad X, invece, sono di sezione maggiore in quanto per essi la norma impone limiti sulla snellezza maggiormente restrittivi. Per le colonne si nota una differenza più modesta che negli altri elementi strutturali.

Nella Tabella 3.16

Tabella 3.16 – Confronti in peso – $L=8m$

Confronti in peso – Strutture con $L=8m$			
	V rovescia [kN]	X [kN]	Variazione
Globale	299.28	219.11	- 36.59%
Travi	160.52	45.86	- 249.98%
Colonne	99.88	112.90	+ 11.54
Controventi	38.88	60.34	+ 35.57%

Le considerazioni effettuate per le strutture di luce $6m$ possono essere ripetute anche per le strutture di luce $8m$. Per le travi si riscontra sempre una più marcata riduzione del peso, in virtù di sezioni tipo IPE a dispetto di sezioni tipo HE utilizzate per le strutture con controventi a V rovescia. Per i controventi sono i limiti di snellezza a comportare un incremento di peso nella strutture con

controventi ad X. Per le colonne la differenza è sempre modesta tra le due tipologie considerate. Nella Tabella 3.17 si riportano, infine, i confronti in peso per le strutture con le due tipologie di controventi considerati.

Tabella 3.17 – Confronti in peso – $L=10m$

Confronti in peso – Strutture con $L=10m$			
	V rovescia [kN]	X [kN]	Variazione
Globale	345.02	272.62	- 26.55%
Travi	200.64	70.86	- 183.14%
Colonne	99.88	128.85	+ 22.48
Controventi	44.50	72.91	+ 38.97%

Anche per le strutture di luce 10m le considerazioni riguardanti il peso sono analoghe a quanto già detto per le due luci precedentemente considerate. Le due tipologie di controventi prese in esame sono state messe a confronto anche in termini di curva di pushover, cioè dalla risultate dell'analisi statica non lineare. Per quel che riguarda la modellazione della strutture e degli elementi strutturali nel programma di calcolo SAP2000 si rimanda al capitolo 2 §2.2.2, qui nelle figure seguenti verranno presentate le curve delle strutture progettate messe a confronto a parità di luce del campo di controvento.

Nella Figura 3.2 vengono riportate le risultanti delle analisi statiche non lineari effettuate sulle strutture con luce pari a 6m.

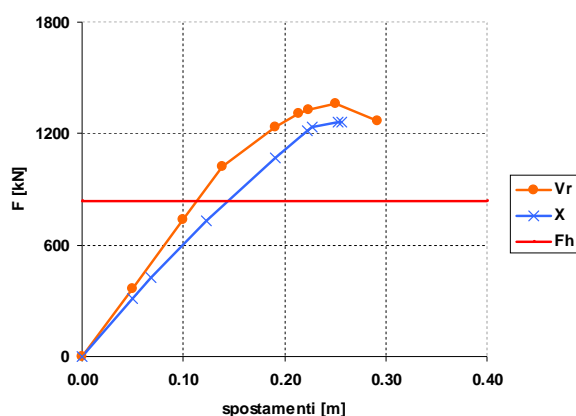


Figura 3.2 – Curva di pushover – $L=6m$

Dal confronto delle due curve di pushover si evince che la struttura con controventi a V rovescia è più rigida della struttura con controventi ad X, tale tipologia strutturale di controventi conferisce maggiore rigidità rispetto a quella con controventi a X, come si vedrà nel seguito per le strutture con luce maggiore. Lo spostamento massimo raggiungibile dalla tipologia ad X è inferiore di quello della tipologia a V rovescia ($0.25m$, $0.29m$ rispettivamente), così come la forza massima che i controventi ad X raggiungono rispetto alla struttura con controventi a V rovescia ($1264kN$, $1358kN$ rispettivamente). Tale comportamento è diverso rispetto a quelli che si riscontreranno per le altre strutture analizzate nel presente paragrafo, tale differenza è motivata dal diverso sfruttamento degli elementi colonna, che sono quelli che in pratica regolano la deformabilità di questa struttura che può essere considerata una mensola incastrata alla base.

Nella Figura 3.3 si riportano le curve di pushover delle strutture con luce $8m$, in esse si riscontra sempre che la struttura con controventi a V rovescia ha una rigidità maggiore rispetto alla struttura ad X, in questo caso come nel successivo, cioè quelli con luce del campo di controventi pari a $10m$, lo spostamento ultimo della struttura ad X è maggiore di quello riscontrato nella struttura a V rovescia, ciò più in linea con le proprietà duttili intrinseche dei sistemi di controvento analizzati ($0.25m$ struttura ad X, $0.18m$ struttura a V rovescia)

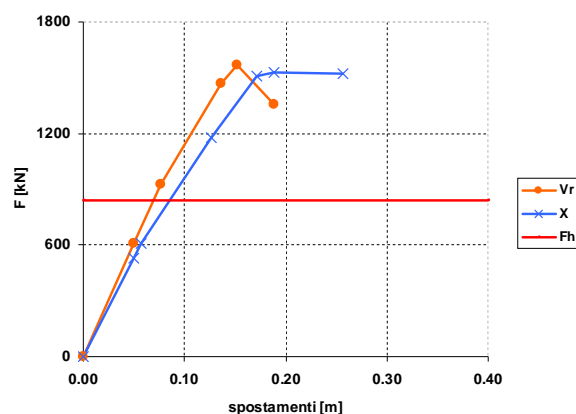


Figura 3.3 – Curva di pushover – $L=8m$

Di seguito nella Figura 3.4 si riportano le curve risultanti dalle analisi statiche non lineari per le strutture con luce $10m$.

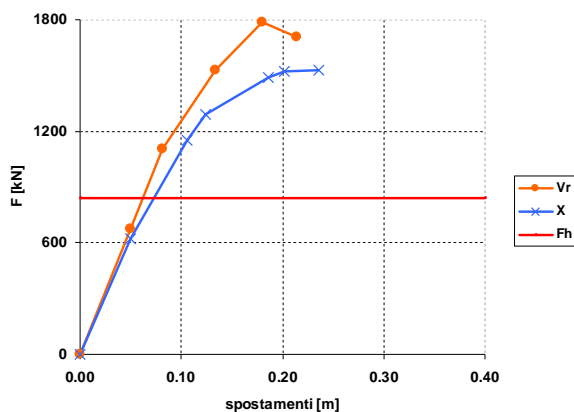


Figura 3.4 – Curva di pushover – $L=10m$

Per queste strutture possono essere fatte le medesime considerazioni fatte per le strutture con luce $8m$, la struttura con controventi a v rovescia è più rigida e più resistente intermini di forza massima raggiungibile dalla struttura nell'analisi effettuata.

Per le sei strutture prese in esame in questo paragrafo è stato determinato l'indice di vulnerabilità, che si ricorda è una misura della sicurezza strutturale essendo il rapporto tra la capacità e la richiesta in termini di spostamenti per la struttura esaminata. Come per le curve di pushover gli indici sono state messi a confronto a parità di luce del campo di controvento.

Nella Figura 3.5 si riporta la schematizzazione per la determinazione dell'indice di vulnerabilità delle due strutture controventate con luce pari a $6m$. Nella figura viene riportato sia lo spettro, che secondo norma è nel piano accelerazione tempo (S_a-T) trasformato nel piano accelerazione spostamento (S_a-S_d) in modo da poterlo mettere a confronto con la curva di pushover trasformata per il sistema ad un solo grado di libertà equivalente e linearizzata.

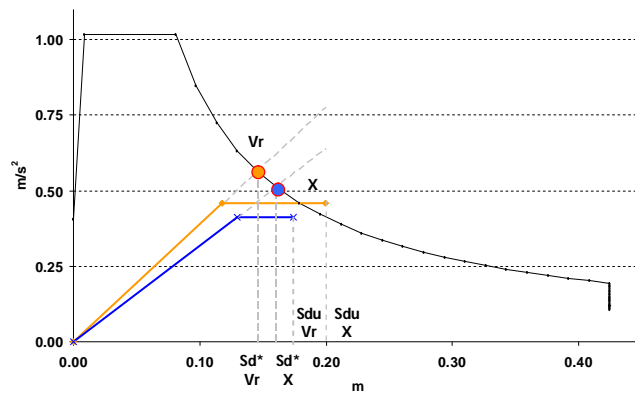


Figura 3.5 – Determinazione di $I_v - L=6m$

Dalla costruzione riportata nella Figura 3.5 si evidenzia il punto di funzionamento per le due strutture considerate. Nella Tabella 3.18 si riportano i valori dell'indice di vulnerabilità per le due strutture con controventi diversi di luce $6m$. La struttura ad X presenta un indice di vulnerabilità maggiore di quella con controventi a V rovescia, tale struttura ha quindi una sicurezza strutturale, seppur accettabile, inferiore avendo lo spostamento ultimo (S_{du}) maggiormente confrontabile a quello richiesto (S_d^*) in quella zona sismica rispetto alla struttura a V rovescia.

Tabella 3.18 –Indice di vulnerabilità – $L=6m$

Indice di vulnerabilità – $6m$			
	S_d^*	S_{du}	$\frac{S_d^*}{S_{du}}$
V rovescia	0.15	0.20	0.73
X	0.16	0.17	0.92

Nella Figura 3.6 si riporta, invece, la determinazione del punto di funzionamento delle due strutture con luce di $8m$, nonché l'indicazione degli spostamenti necessari al calcolo dell'indice di vulnerabilità per le strutture in esame.

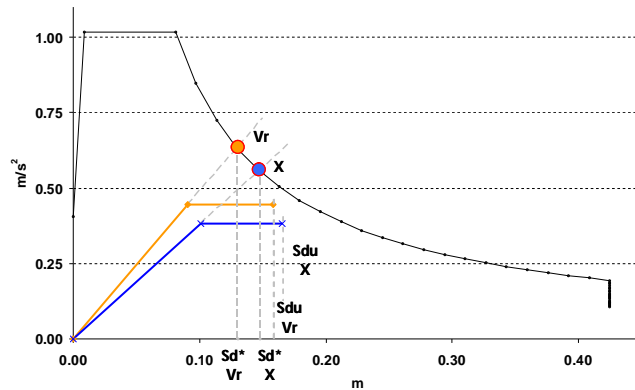


Figura 3.6 – Determinazione di $I_v - L=8m$

Nella Tabella 3.19 vengono riportati i valori dell'indice di vulnerabilità per le strutture di luce $8m$, come nel caso precedente la struttura con controvento ad X ha un indice maggiore quindi un grado di sicurezza strutturale inferiore della struttura con controventi a V rovescia. La differenza tra i due indici in questo caso si è ridotta, infatti come si può vedere anche dalla Figura 3.3 il comportamento tra le due strutture non presenta le marcate differenze che erano evidenti nel caso di strutture di luce $6m$.

Tabella 3.19 –Indice di vulnerabilità – $L=8m$

Indice di vulnerabilità – $8m$			
	S_d^*	S_{du}	$\frac{S_d^*}{S_{du}}$
V rovescia	0.13	0.16	0.82
X	0.15	0.16	0.90

Nella seguente Figura 3.7 viene riportata la medesima costruzione per le strutture da 10m.

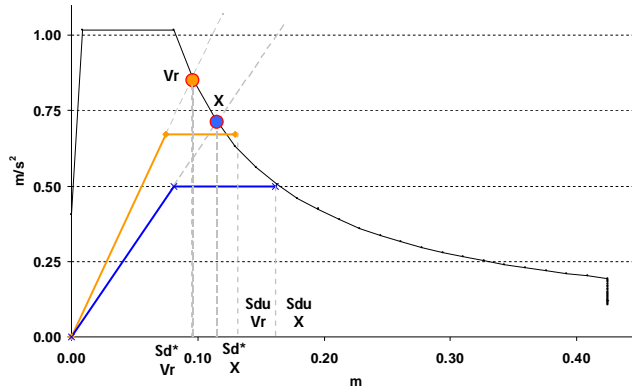


Figura 3.7 – Determinazione di $I_v - L=10m$

Nella Tabella 3.20, invece, vengono riportati i valori dell'indice di vulnerabilità relativi alle due tipologie di controventi considerati.

Tabella 3.20 –Indice di vulnerabilità – $L=10m$

Indice di vulnerabilità – 10m			
	S_d^*	S_{du}	$\frac{S_d^*}{S_{du}}$
V rovescia	0.10	0.11	0.88
X	0.12	0.16	0.72

In questo caso la struttura a V rovescia risulta avere una indice maggiore, anche se come nel caso precedente la differenza tra i due valori si è ridotto maggiormente.

CAPITOLO 4

ANALISI PARAMETRICA SU STRUTTURE CON CONTROVENTI A V ROVESCIA

4.1 IL CASO STUDIO IN ESAME

L'intento del presente lavoro, come già detto in precedenza, è quello di effettuare una valutazione critica della normativa sismica vigente in Italia, in modo tale da poter proporre integrazioni ed eventuali modifiche nelle parti che vengono ritenute necessarie di tali interventi; a tal fine è stata condotta un'analisi parametrica progettando la stessa struttura con diverse ipotesi di progetto e facendo variare i parametri che sono stati ritenuti più influenti nella progettazione di tale tipologia di controventi concentrici.

L'attenzione è stata focalizzata su due tipologie di controventi concentrici, i controventi a V rovescia e i controventi ad X. Nel presente capitolo verranno esposte le analisi effettuate sulle strutture controventate con controventi a V rovescia.

4.2 SCHEMI STRUTTURALI E PARAMETRI PROGETTUALI INVESTIGATI

Per la valutazione dell'impatto che alcune delle limitazioni dettate dalla normativa tecnica italiana hanno sulla progettazione di una struttura di acciaio è stata considerata la pianta riportata nella Figura 4.1; come si evince essa è costituita da un edificio regolare sia in pianta che in elevazione costituito da dieci piani con un'altezza complessiva di $35.50m$. l'altezza di interpiano si assume pari a $4m$ al piano terra e pari a $3.5m$ a tutti gli altri livelli.

La campata controventata progettata è quella in direzione y posta al centro della struttura, esso è il campo maggiormente sollecitato a parità di spostamento orizzontale imposto all'intero impalcato dall'azione sismica di progetto. I sistemi sismo-resistenti sono distribuiti in pianta in modo da fornire una risposta all'azione sismica indipendente dalla direzione con cui sollecita la struttura.

Nel caso studio considerato, partendo dal confronto effettuato al capitolo precedente, è stata effettuata una modifica alla piante della dell'edificio, lasciando invariate in proporzione sia le masse sismiche che gli sforzi agenti sui controventi.

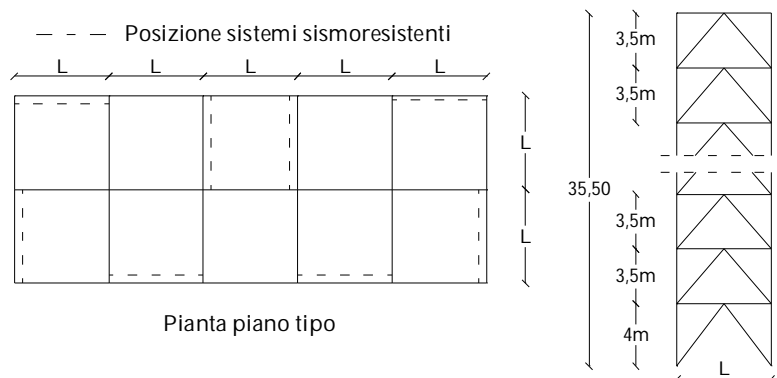


Figura 4.1 – Pianta e sezione caso studio

Al fine di valutare l'influenza che i parametri progettuali, descritti nel seguito e che sono stati ritenuti determinanti nella progettazione della tipologia di controventi considerati, sono state condotte analisi

parametriche su diverse strutture con controventi a V rovescia secondo lo schema illustrato nel seguito.

L'attenzione è stata rivolta a due particolari prescrizioni che la normativa italiana impone nella progettazione; una riguarda gli elementi dissipativi, i controventi, e l'altra un elemento non dissipativo, le colonne. La normativa impone che nella progettazione dei controventi il rapporto tra il valore massimo e il valore minimo del coefficiente di sovra-resistenza ω , calcolato come rapporto tra lo sforzo normale plastico resistente e lo sforzo normale agente, sia inferiore al 25% (1.24).

La prescrizione che invece influenza gli elementi non dissipativi, le colonne, è il coefficiente ω minimo utilizzato come moltiplicatore degli sforzi sismici da applicare alle colonne (1.30).

Per ogni categoria sismica del suolo e per ogni luce L considerata sono state progettate cinque strutture secondo lo schema riportato nella Tabella 4.1:

Nell'analisi parametrica effettuata per la tipologia di controventi a V rovescia sono stati persi in considerazione:

1. la categoria sismica del suolo;
2. la luce L del campo di controvento;
3. il coefficiente di sovra-resistenza Ω .

Il materiale adoperato per tutte le strutture progettate è l'acciaio S275. La categoria sismica del suolo è caratterizzata dal valore dell'accelerazione a_g , sono state considerate quattro valori per tale indice ($0.05g$, $0.15g$, $0.25g$, $0.35g$). la zonizzazione sismica considerata è quella riportata nell'ordinanza OPCM3274, anche gli sforzi sismici applicati alle strutture progettate sono stati determinati secondo l'ordinanza; tale scelta è dettata esclusivamente da un'esigenza di carattere pratico, le NTC08 prevedono una caratterizzazione del livello di pericolosità sismica del territorio di tipo puntuale attraverso le coordinate di altitudine e longitudine, l'OPCM3274, invece, prevede una suddivisione del territorio italiano più schematica, suddividendolo in zone, e quindi di più semplice applicabilità nella ricerca di zone a diversi livelli di pericolosità sismica.

Per la lunghezze della campate sono state considerate tre diversi valori: $6m$, $8m$, $10m$; il coefficiente di sovra-resistenza ω , influenza anche il criterio di gerarchia delle resistenze che porta a sovradimensionare gli elementi quali travi e colonne a discapito dei controventi in modo tale da non avere rotture negli elementi non dissipativi.

Nella Tabella 4.1 si riporta una schematizzazione delle strutture progettate, mettendo in evidenza le ipotesi progettuali fatte variare nelle varie strutture, si precisa che le prescrizioni riportate nella suddetta tabella sono le uniche fatte variare in deroga alla normativa tecnica, tutte le altre prescrizioni imposte dalle NTC08 sono state rispettate e applicate fedelmente.

La *struttura A* è quella progettata secondo norma ed è quella che è stata utilizzata come struttura di riferimento nei confronti nelle analisi parametriche condotte nel seguito.

Nella *struttura B* il progetto delle diagonali è stato condotto non considerando l'uniformità della resistenza lungo lo sviluppo in elevazione, omettendo il limite superiore al rapporto tra i valori massimo e minimo del coefficiente di sovra-resistenza ω .

Nella *struttura C* è stato omesso il controllo dell'uniformità della resistenza dei controventi, come per la struttura B, in più è stato omesso il moltiplicatore degli sforzi sismici Ω_{min} nel calcolo delle azioni sismiche sulle colonne.

Nella *struttura D* viene reintrodotta il limite superiore al rapporto tra i coefficienti ω dei controventi ma continuano a non essere amplificati gli sforzi sismici sulle colonne per effetto del coefficiente di sovra-resistenza Ω_{min} .

Nella *struttura E* non viene limitato superiormente il rapporto tra i coefficienti ω dei controventi e non viene applicata nella sua totalità il criterio di gerarchia delle resistenze. Gli sforzi sismici sulle colonne, quindi, non vengono amplificati del coefficiente Ω_{min} e nemmeno del coefficiente 1.1 che tiene conto dell'aumento della resistenza per effetto dell'incrudimento dell'acciaio, così come non viene considerato il coefficiente $\gamma_{Rd}=1.15$ che tiene conto della

variabilità della tensione di snervamento del materiale base rispetto al materiale utilizzato.

Tabella 4.1 – Schema strutture progettate

Struttura	Parametri progettuali
A	$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 25\%$ $\Omega_{\min} = \frac{N_{pl,Rdi}}{N_{Edi}}$ $N_{Ed} = \begin{cases} N_{Ed,G} \\ + \\ 1,1 \times \gamma_{Rd} \times \Omega_{\min} \times N_{Ed,E} \end{cases}$
B	$\Omega_{\min} = \frac{N_{pl,Rdi}}{N_{Edi}}$ $N_{Ed} = \begin{cases} N_{Ed,G} \\ + \\ 1,1 \times \gamma_{Rd} \times \Omega_{\min} \times N_{Ed,E} \end{cases}$
C	$N_{Ed} = \begin{cases} N_{Ed,G} \\ + \\ 1,1 \times \gamma_{Rd} \times N_{Ed,E} \end{cases}$
D	$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 25\%$ $N_{Ed} = \begin{cases} N_{Ed,G} \\ + \\ 1,1 \times \gamma_{Rd} \times N_{Ed,E} \end{cases}$
E	$N_{Ed} = \begin{cases} N_{Ed,G} \\ + \\ N_{Ed,E} \end{cases}$

Il progetto e la verifica delle strutture progettate è stato condotto mediante analisi statica lineare e analisi statica non lineare secondo quanto già descritto al §1.7.3 del presente lavoro. I carichi assegnati alla struttura sono stati determinati secondo la combinazione sismica (1.9). Le prescrizioni della norma seguite al fine del calcolo degli elementi dissipati e non dissipativi sono stati esposti al §1.7.5 del primo capitolo del presente lavoro.

Dalla combinazione dei parametri considerati, e considerando le cinque ipotesi progettuali, sono state progettate sessanta strutture complessivamente. Il progetto delle strutture, come già detto in precedenza è stato eseguito mediante analisi statica lineare secondo le metodologie contenute nella norma. Le sezioni derivanti dal progetto si riportano nell'appendice allegata.

4.3 CONFRONTI PRESTAZIONALI

4.3.1 Introduzione

Tutte le strutture ottenute dalla progettazione sono state confrontate in termini di prestazioni, dai risultati delle analisi statiche non lineari, ed anche in termini di peso. Le analisi statiche non lineari sono state condotte su un modello piano considerando il solo telaio controventato che si è deciso di considerare, analizzandolo mediante "SAP2000". Il modello implementato considera l'intera pilastrata continua, con vincoli alla base cerniera, gli elementi trave e controventi sono stati considerati incernierati alle estremità. Le masse sismiche sono state considerate concentrate e collocate nella mezzeria della trave. Per la descrizione dei modelli di comportamento degli elementi strutturali si rimanda al capitolo 2 §2.2 del presente lavoro.

Per le analisi in campo non lineare degli elementi di controvento si rimanda al capitolo 2 del presente lavoro.

Dopo aver eseguito la progettazione e la verifica allo stato limite di danno, come riportato nel §1.7.6, e nello specifico secondo le

indicazioni (1.30) nonché l'analisi statica non lineare di ogni struttura sono stati valutati:

1. il peso globale, il peso dei controventi e quello delle colonne;
2. andamento delle curve di pushover;
3. il rapporto tra il taglio di prima plasticizzazione F_1 e il taglio F_h di progetto;
4. rapporto tra il taglio massimo F_u della curva di pushover e il taglio di prima plasticizzazione F_1 ;
5. rapporto tra lo spostamento d_u relativo al taglio F_u e lo spostamento d_1 relativo al taglio F_1 ;
6. rapporto tra la domanda S_{d*} e la capacità S_{du} in termini di spostamento;

I rapporti di cui ai punti 3, 4, 5 vengono rappresentati in termini grafici nella Figura 4.2.

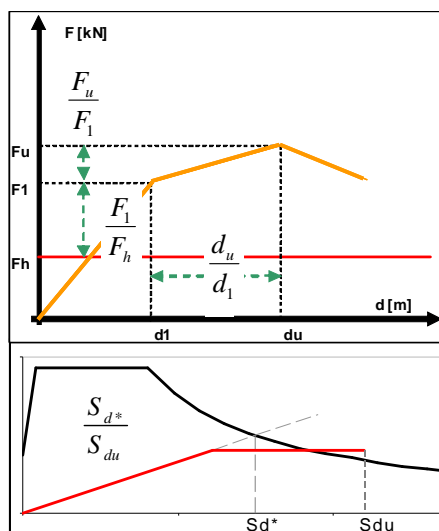


Figura 4.2 – Parametri di confronto

Per la particolare tipologia di controventi considerati il progetto delle travi non viene influenzato dal coefficiente di sovra-resistenza Ω_{min} , quindi si è deciso di utilizzare per tutte e cinque le ipotesi di strutture progettate le travi determinate per la struttura A.

Il taglio sismico alla base, utilizzato nella relazione (1.13), determinato secondo la (1.14), per la determinazione delle forze

orizzontali da applicare come carico sismico nell'analisi statica lineare è riportato nella Tabella 4.2.

Tabella 4.2 – Taglio sismico alla base

a_g	$F_h [kN]$
0.35g	840
0.25g	470
0.15g	305
0.05g	105

La progettazione degli elementi di controvento è influenzata dalla limitazione (1.24) inserita nelle NTC08 al fine di garantire una distribuzione uniforme delle richieste di duttilità delle diagonali per tutta l'altezza della struttura, tra tutti i valori del coefficiente omega (1.23) il valore minimo tra questi influenza a sua volta il progetto delle colonne secondo il criterio di gerarchia delle resistenze, insieme al coefficiente 1.1 e al coefficiente γ_{Rd} . Nelle tabelle che seguono verranno riportati per le strutture progettate i valori dei coefficienti minimo di omega e i valori percentuali ricavati secondo la (1.24).

Nella Tabella 4.3 vengono riportati i valori di omega minimo per le strutture da 6m per tutte le zone sismiche considerate.

Tabella 4.3 – Coefficiente Ω - 6m

	Ω_{min}	
	A – D	B – C – E
0.35g	1.42	1.48
0.25g	1.54	1.60
0.15g	1.59	2.22
0.05g	2.49	2.81

Nella Tabella 4.4 si riportano i valori del coefficiente omega minimo per le strutture con L=8m.

Tabella 4.4 – Coefficiente Ω - 8m

	Ω_{min}	
	A – D	B – C – E
0.35g	1.92	1.60
0.25g	1.97	1.69
0.15g	2.17	2.07
0.05g	3.16	3.03

Nella Tabella 4.5 si riportano i valori del coefficiente omega minimo riscontrati per le strutture progettate con luce delle campate pari a 10m.

Tabella 4.5 – Coefficiente Ω - 10m

	Ω_{\min}	
	A – D	B – C – E
0.35g	1.69	1.48
0.25g	1.56	1.79
0.15g	2.27	1.83
0.05g	3.34	2.66

Le strutture progettate sono state raggruppate in due insiemi, le strutture A e D da una parte e le strutture B, C ed E dall'altra in quanto per questi due insiemi essendoci alla base le medesime ipotesi progettuali si riscontrano gli stessi valori dei coefficienti omega e quindi del valore minimo. Si osserva per tutte le lunghezze dei campi di controvento considerati un aumento del coefficiente Ω_{\min} al diminuire della pericolosità sismica del sito considerato.

Nelle tabelle seguenti si riportano, invece, i valori del rapporto (1.24) determinato per tutte le strutture progettate. Il raggruppamento effettuato in precedenza per le cinque strutture progettate può essere analogamente eseguito anche in questo caso.

Nella Tabella 4.6 si riportano i valori per le strutture da 6m.

Tabella 4.6 – Variazione Ω - 6m

	$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}}$	
	A – D	B – C – E
0.35g	20%	48%
0.25g	19%	121%
0.15g	24%	194%
0.05g	24%	76%

Nella Tabella 4.7 i valori riportati sono per le strutture da 8m.

Tabella 4.7 – Variazione Ω - 8m

$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}}$		
Ω_{\min}		
	A – D	B – C – E
0.35g	18%	72%
0.25g	16%	112%
0.15g	22%	109%
0.05g	25%	46%

Nella Tabella 4.8 si riportano i valori della limitazione tra il valore di omega massimo e omega minimo per le strutture da 10m.

Tabella 4.8 – Variazione Ω - 10m

$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}}$		
Ω_{\min}		
	A – D	B – C – E
0.35g	19%	98%
0.25g	19%	115%
0.15g	20%	77%
0.05g	25%	57%

Si osserva un aumento, anche piuttosto evidente, di tale rapporto quando, come nelle strutture B, C ed E si esegue il progetto dei controventi considerando come unico parametro la resistenza, quindi è possibile utilizzare profili di sezione inferiore rispetto a quelli utilizzati per la struttura A e D. Tale effetto però si ripercuote negativamente, come notato in precedenza, in un aumento del coefficiente Ω_{\min} .

4.3.2 Peso strutturale

Di seguito vengono esposti i confronti delle strutture in termini di peso. Nella Tabella 4.9 vengono riportati i pesi delle strutture considerate suddivise per categoria sismica del suolo e per la lunghezza L del campo di controvento.

Tabella 4.9 – Peso globale delle strutture

<i>Peso globale [kN]</i>						
a _g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	223	219	202	204	186
	8	299	275	252	257	247
	10	414	391	371	374	361
0.25g	6	182	179	163	165	153
	8	255	232	216	218	210
	10	329	308	292	295	282
0.15g	6	163	149	137	141	132
	8	225	214	197	198	193
	10	281	272	255	257	253
0.05g	6	119	111	99	100	99
	8	173	164	152	153	152
	10	246	236	223	225	222

In essa si evince che, evidentemente, le strutture risultano essere più leggere al divenire meno restrittivi e vincolanti le ipotesi alla base del progetto.

Nella Tabella 4.10 si riportano le variazioni percentuali del peso globale delle strutture progettate nei confronti della struttura A considerata di riferimento; si ricorda che tale struttura è quella che rispetta fedelmente la normativa tecnica vigente in Italia.

Tabella 4.10 – Variazione % del peso globale delle strutture

Variazioni % del peso globale			
a_g	L [m]	A – D [kN]	B – C – E
0.35g	6	223	-2%
	8	299	-8%
	10	414	-6%
0.25g	6	182	-2%
	8	255	-9%
	10	329	-6%
0.15g	6	163	-9%
	8	225	-5%
	10	281	-3%
0.05g	6	119	-7%
	8	173	-5%
	10	246	-4%

Il medesimo confronto in peso, viene riportato nel seguito per gli elementi di controvento; nella Tabella 4.11, per i valori assoluti e nella Tabella 4.12 per le differenze percentuali.

Tabella 4.11 – Peso degli elementi diagonali

Peso dei controventi [kN]			
a_g	L [m]	A – D	B – C – E
0.35g	6	30	28
	8	39	34
	10	56	53
0.25g	6	22	20
	8	23	22
	10	35	32
0.15g	6	19	15
	8	19	17
	10	29	27
0.05g	6	10	9
	8	12	12
	10	20	18

Va sottolineato che i controventi della struttura D sono i medesimi di quelli della struttura A, così come i controventi delle strutture C ed E sono gli stessi di quelli della struttura B; tale uguaglianza si giustifica in quanto hanno la stessa ipotesi di progetto alla base.

Tabella 4.12 – Variazione % del peso degli elementi controventi

Variazioni % del peso dei controventi			
a_g	L [m]	A – D [kN]	B – C – E
0.35g	6	30	-7%
	8	39	-14%
	10	56	-7%
0.25g	6	22	-8%
	8	23	-6%
	10	35	-9%
0.15g	6	19	-23%
	8	19	-7%
	10	29	-7%
0.05g	6	10	-5%
	8	12	-2%
	10	20	-13%

Le differenze sono variabili in un intervallo compreso tra il 5% e il 20% circa del peso ottenibile rispettando tutti i criteri fissati dalle NTC08.

In ultimo, per quel che riguarda il criterio peso, si riportano nella Tabella 4.13 i valori del peso delle colonne delle varie strutture progettate.

Tabella 4.13 – Peso degli elementi colonne

Peso delle colonne [kN]						
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	88	86	69	69	53
	8	100	81	58	58	53
	10	108	89	69	69	59
0.25g	6	70	69	53	53	42
	8	76	54	39	39	32
	10	87	69	53	53	43
0.15g	6	59	49	37	37	32
	8	59	49	32	32	28
	10	62	55	37	37	35
0.05g	6	41	34	22	22	22
	8	42	34	22	22	22
	10	43	35	22	22	22

La variazione percentuale del peso delle colonne (Tabella 4.14) varia in un intervallo più ampio (2%÷58%) di quello dei controventi. Agendo sul criterio di gerarchia delle resistenze si ottiene una rilevante riduzione del peso delle colonne, derivato ovviamente dalla mancata amplificazione delle sollecitazioni sismiche di progetto.

Tabella 4.14 – Variazione del peso delle colonne

Variazioni % del peso delle colonne						
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	88	-3%	-22%	-22%	-40%
	8	100	-19%	-42%	-42%	-47%
	10	108	-18%	-36%	-36%	-45%
0.25g	6	70	-2%	-25%	-25%	-40%
	8	76	-29%	-49%	-49%	-58%
	10	87	-21%	-39%	-39%	-50%
0.15g	6	59	-17%	-37%	-37%	-45%
	8	59	-17%	-45%	-45%	-53%
	10	62	-17%	-37%	-37%	-45%
0.05g	6	41	-19%	-47%	-47%	-47%
	8	42	-21%	-49%	-49%	-49%
	10	43	-18%	-49%	-49%	-50%

4.3.3 Curve di pushover

Le prestazioni delle strutture progettate con analisi statica lineare sono state valutate con analisi statica non lineare, descritta al paragrafo §1.7.3 del capitolo 1 e al §2.1 del capitolo 2 del presente lavoro. L'applicabilità di tale metodologia di analisi, come descritto al capitolo 2 è subordinata alla definizione di due distribuzioni di forze da utilizzare come carico, e del legame non lineare degli elementi che costituiscono la struttura.

L'analisi statica non lineare prende in conto il comportamento non lineare del materiale, al crescere dell'azione sismica. L'obiettivo è il confronto diretto delle capacità prestazionali, che la struttura è in grado di offrire, con la richiesta del terremoto. Da tale analisi è possibile, anche, individuare lo spostamento massimo offerto dalla stessa prima del collasso. Tale valore massimo dello spostamento viene confrontato con quello richiesto dalle condizioni sismiche. Se il valore offerto risulta superiore allo spostamento richiesto, la struttura è verificata.

Il carico sulla struttura nell'analisi statica non lineare è una distribuzione di forze, di cui si è già parlato al capitolo 2, il suddetto profilo di forze viene scalato, mantenendone invariata la forma, in modo da far crescere, in modo monotono, lo spostamento orizzontale di un punto particolare di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

L'applicazione di tale metodologia di analisi produce il legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate, cioè il taglio alla base F_h , calcolato mediante (1.14), e lo spostamento di un punto di controllo della struttura; successivamente si definiscono le caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà, a comportamento bilineare equivalente, di cui si determinerà la risposta massima in spostamento, utilizzando lo spettro di risposta elastico fornito dalla norma. Questo metodo di analisi presenta due problematiche fondamentali da un lato la scelta della forma di distribuzione delle forze che rappresenti al meglio la distribuzione delle forze di inerzia cui la struttura è soggetta durante il terremoto;

dall'altro la valutazione dei diversi metodi che permettano, partendo dallo spettro di risposta del terremoto, di determinare la domanda, in termini di spostamento dell'oscillatore bilineare equivalente, da parte del terremoto. Per la definizione di tali elementi dell'analisi statica non lineare si rimanda al capitolo 2.

Nella Figura 4.3 vengono riportate le curve di pushover relative alle strutture progettate nella zona sismica con $a_g=0.35g$, raggruppate per ogni lunghezza del campo di controvento; nella Figura 4.4 vi sono riportate le curve di pushover per la zona sismica con $a_g=0.25g$. nella Figura 4.5, invece vengono riportate le curve di pushover per la zona sismica $a_g=0.15g$, nella Figura 4.6 vi sono le curve della zona sismica $a_g=0.05g$. Nelle figure oltre alle curve di pushover per le strutture esaminate viene riportato il valore del taglio sismico alla base F_h , nonché i valori delle forze di taglio in corrispondenza del primo evento non lineare che si sviluppa nella struttura, F_l e il valore della forza di taglio massima riscontrabile nella curva di pushover, F_u .

Dall'analisi delle curve di pushover riportate nelle figure seguenti si evince che i parametri scelti come ipotesi nei progetti eseguiti non influenzano la risposta delle strutture in termini di forza massima raggiungibile, si nota, infatti, per tutti un valore della massima forza raggiunta confrontabile, a differenza di quanto succede per lo spostamento raggiungibile dalle strutture; sia in termini di spostamento relativo alla forza massima sia in termini di spostamento ultimo. Le strutture le cui ipotesi progettuali risultano essere meno restrittive mostrano un incremento degli spostamenti in virtù di sezioni, in particolare di quelle delle colonne, più piccole da imputare ovviamente al mancato rispetto rigoroso del criterio di gerarchia delle resistenze. Il mancato rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze influenza anche la rigidità delle strutture, imputabile anche questo alla riduzione delle sezioni delle colonne. In appendice vengono riportati i meccanismi plastici relativi a due condizioni, uno relativo al primo evento non lineare, l'altro relativo ai meccanismi plastici riscontrati per un livello di forza pari a quello massimo, F_u . In esse è possibile osservare una plasticità poco diffusa dei controventi tesi imputabile alla schematizzazione assunta per il comportamento non lineare (cfr.

§2.2), si osserva, inoltre, che il mancato rispetto dell'omogeneità del coefficiente ω (1.23) imposto dalla normativa (1.24) implica un coinvolgimento delle colonne in campo plastico, come si evince dai meccanismi relativi alle strutture per cui tale limite è omesso (strutture B, C ed E). le curve di pushover e i parametri determinati ed esposti nel seguito del presente paragrafo sono relativi esclusivamente la distribuzione di carico proporzionale agli spostamenti del primo modo di vibrare della struttura.

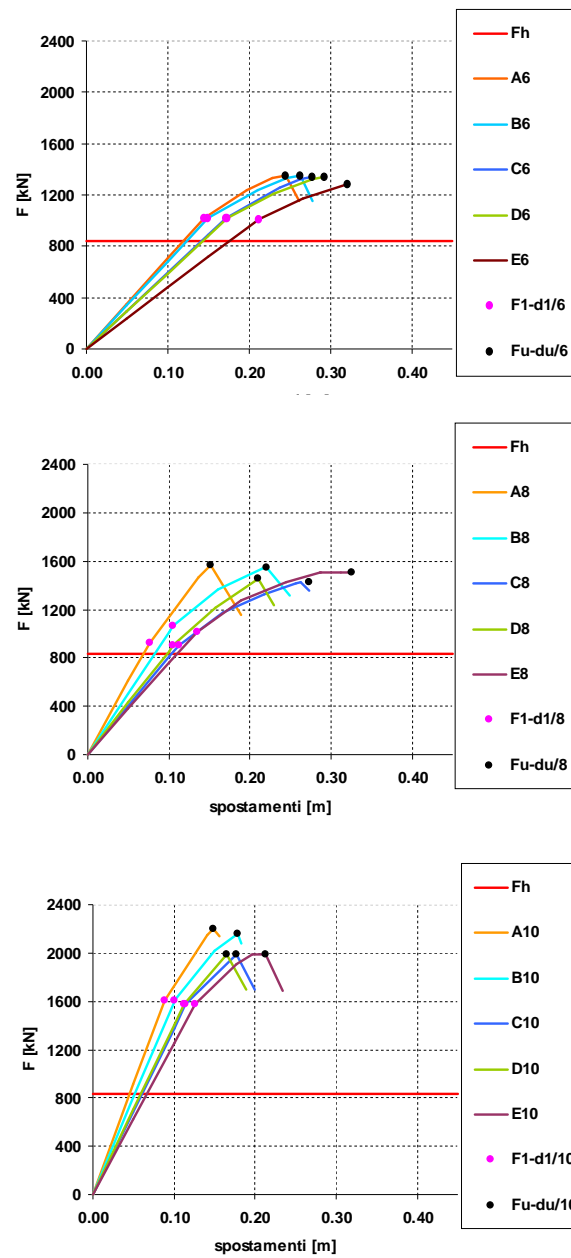


Figura 4.3 – Curve di pushover – $a_g=0.35g$

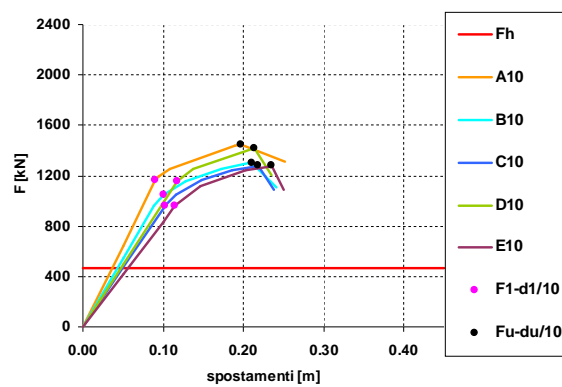
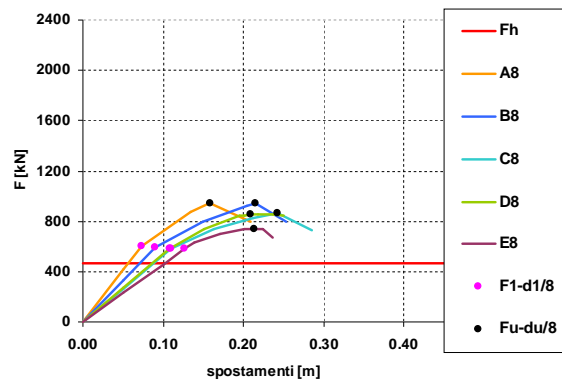
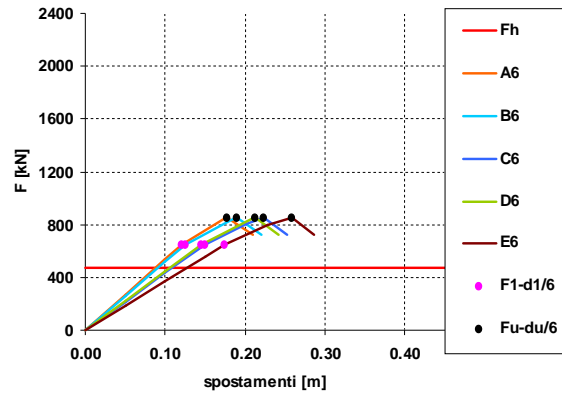
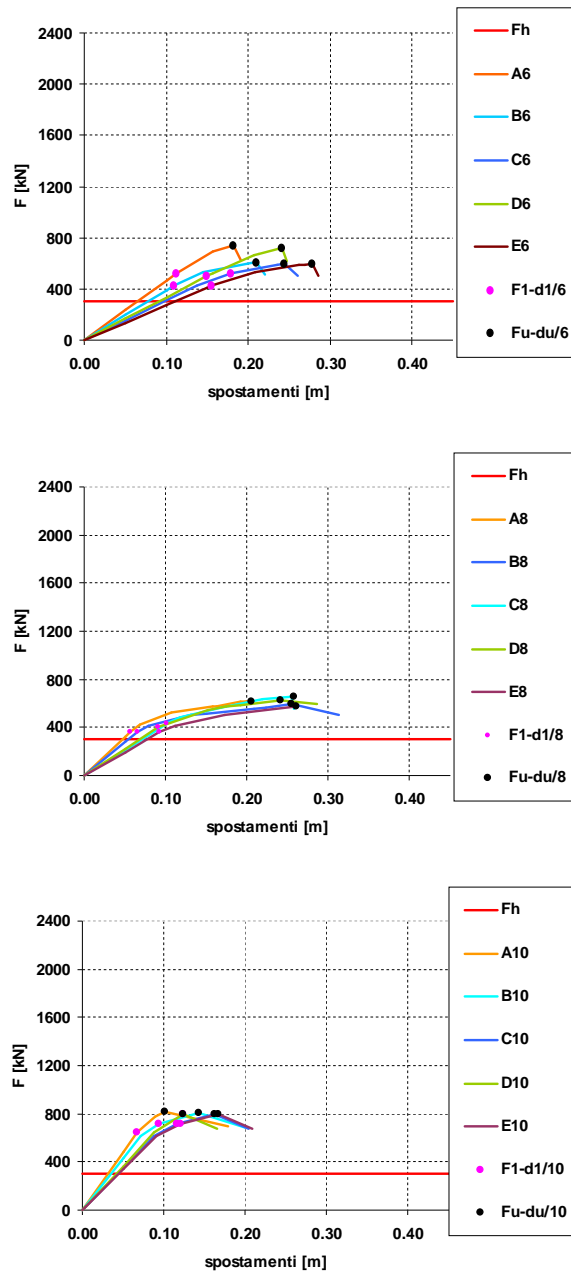


Figura 4.4 – Curve di pushover – $a_g=0.25g$

Figura 4.5 – Curve di pushover – $a_g=0.15g$

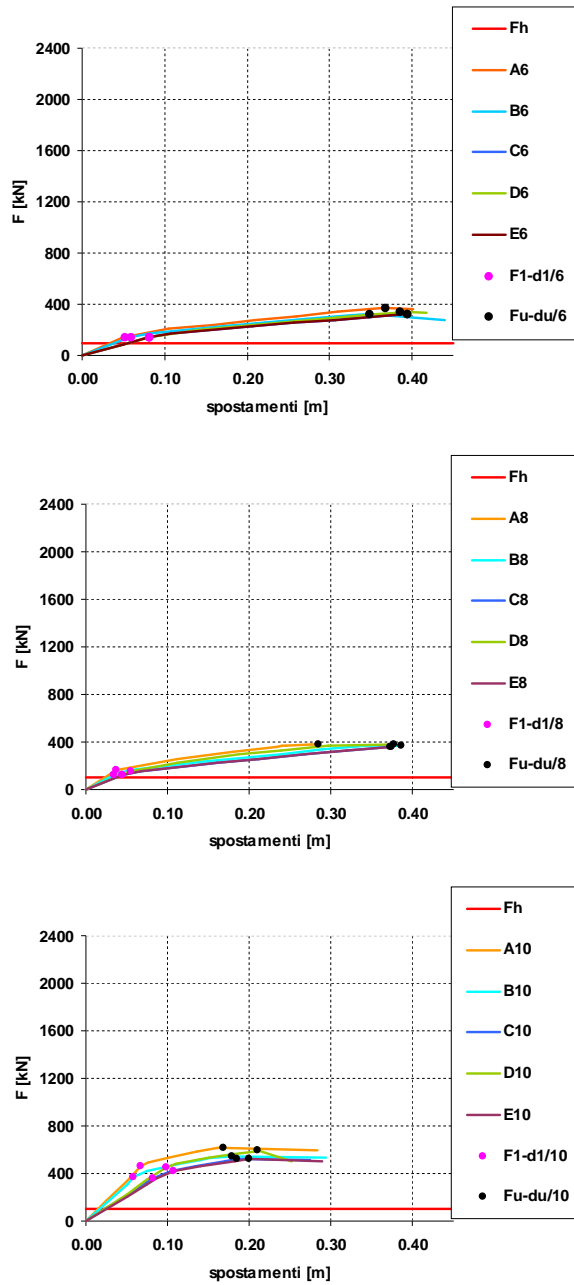


Figura 4.6 – Curve di pushover – $a_g=0.05g$

4.3.4 Rapporto F_1 / F_u

Per le strutture progettate è stato valutato il rapporto tra il taglio di prima plasticizzazione F_1 e il taglio sismico alla base F_h di progetto, questo rapporto fornisce informazioni sul grado di resistenza che la struttura è in grado di fornire al di là del taglio con cui è stata progettata. Nella Tabella 4.15 vengono riportati tali rapporti:

Tabella 4.15 – Rapporto F_1/F_h

		Rapporto F_1/F_h				
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	1.22	1.22	1.22	1.22	1.21
	8	1.75	1.27	1.41	1.45	1.22
	10	1.92	1.91	1.88	1.88	1.88
0.25g	6	1.39	1.39	1.38	1.38	1.38
	8	1.86	1.69	1.57	1.58	1.34
	10	2.13	2.05	2.04	2.05	2.04
0.15g	6	1.42	1.40	1.39	1.41	1.39
	8	1.57	1.36	1.42	1.55	1.64
	10	2.11	2.02	2.01	2.03	2.01
0.05g	6	1.46	1.46	1.48	1.43	1.43
	8	1.61	1.60	2.06	2.22	1.58
	10	3.41	3.11	3.26	3.44	3.11

Una prima analisi dei dati, così come si può desumere dalle curve di pushover, consente di affermare che il primo evento non lineare, avviene per un valore della forza sempre maggiore del taglio sismico di progetto. Le strutture progettate, quindi, abbandonano il campo elastico per valori che superano il valore della forza F_h . il moltiplicatore della forza di progetto per cui si verifica l'instabilità di una diagonale può essere anche superiore al valore 3. L'intervallo di variabilità del parametro riportato nella Tabella 4.15 è tra il valore 1.21 e 3.44 circa. Mediamente il valore di tale rapporto cresce al crescere della lunghezza del campo di controvento; le strutture con luce maggiore presentano un sovradimensionamento crescente nei confronti delle azioni sismiche. L'utilizzo di sezioni più resistenti comporta nel complessivo un aumento della fase elastica delle strutture esaminate.

L'instabilità dei controventi, come si può vedere anche dalle figure riportate nell'appendice, anche per la struttura A che rispetta

tutte le prescrizioni della normativa tecnica in qualche caso non garantisce una uniformità del danno a tutti i piani; si verificano, anche rispettando la norma in tutti i suoi punti, delle concentrazioni di danno ad uno o più livelli.

4.3.5 Rapporto F_u / F_l

Sono stati valutati anche i rapporti tra il taglio massimo F_u e il taglio di prima plasticizzazione F_l ; tale rapporto è indice dell'escursione in campo plastico che la struttura è in grado di compiere, in termini di forza, prima di esplicitare la sua massima resistenza. I valori dei rapporti determinati per le strutture progettate vengono riportati nella Tabella 4.16.

Tabella 4.16 – Rapporto F_u/F_l

Rapporto F_u/F_l.						
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	1.33	1.33	1.32	1.32	1.26
	8	1.70	1.45	1.21	1.20	1.18
	10	1.37	1.35	1.26	1.26	1.26
0.25g	6	1.31	1.31	1.32	1.32	1.32
	8	1.57	1.59	1.17	1.47	1.26
	10	1.40	1.36	1.34	1.23	1.33
0.15g	6	1.41	1.42	1.40	1.41	1.40
	8	1.46	1.43	1.36	1.53	1.38
	10	1.30	1.29	1.29	1.25	1.29
0.05g	6	2.54	2.23	2.23	2.36	2.23
	8	2.38	1.61	2.30	1.73	2.28
	10	1.48	1.47	1.47	1.43	1.47

Il rapporto considerato descrive l'ampiezza dell'intervallo plastico della struttura, in termini di forza, prima che si verifichi una perdita di resistenza. L'intervallo di variazione di detto rapporto è tra il valore 1.17 e il valore 2.54, l'andamento di tale parametro è prevalentemente inverso a quello del §4.1.6, le strutture con campate inferiori a quelle da diedi metri hanno un campo plastico maggiore, considerando che raggiungono un livello di forza massima confrontabile ciò vuol dire che le sezioni adottate esauriscono la maggior parte della loro resistenza nella fase elastica.

4.3.6 Duttilità

Il rapporto tra lo spostamento d_u relativo al taglio F_u e lo spostamento d_l relativo al taglio F_l , fornisce indicazioni sull'escursione in campo plastico che le struttura è in grado di compiere dal punto di vista degli spostamenti, i valori di tali rapporti sono riportati nella Tabella 4.17.

Tabella 4.17 – Rapporto d_u/d_l

Rapporto d_u/d_l						
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	1.82	1.86	1.85	1.69	1.51
	8	1.39	1.55	1.64	1.45	1.65
	10	1.78	1.83	1.74	1.69	1.50
0.25g	6	1.74	1.77	1.69	1.66	1.64
	8	2.88	1.70	1.76	2.32	1.87
	10	2.70	2.73	2.38	2.34	2.20
0.15g	6	1.61	1.66	1.59	1.61	1.49
	8	1.93	2.07	1.54	1.88	1.51
	10	2.12	2.11	1.91	1.90	1.74
0.05g	6	7.87	7.39	7.88	8.36	7.88
	8	7.76	7.28	7.86	3.39	7.79
	10	3.74	3.04	3.66	3.02	2.42

L'intervallo di variabilità del rapporto considerato è compreso tra il valore 1.39 e il valore 7.88. Come si evince anche dalla Figura 4.3, dalla Figura 4.4, dalla Figura 4.5 e dalla Figura 4.6 che riportano le curve di pushover per le strutture considerate l'escursione in campo plastico che le strutture compiono ha un'ampiezza maggiore di quella relativa alle forze. Il livello di forza massima in rapporto a quello in cui si verifica la prima instabilizzazione di un controvento si verifica per valori di spostamento notevolmente incrementati.

4.3.7 Indice di vulnerabilità

Le strutture progettate sono state confrontate anche sul loro grado di sicurezza misurato con il rapporto tra la richiesta S_{d*} e la capacità S_{du} in termini di spostamento; tale rapporto è l'indice di vulnerabilità delle struttura, viene riportato nella Tabella 4.18.

<i>Tabella 4.18 – Rapporto S_{d*}/S_{du}</i>						
Indice di vulnerabilità S_{d*}/S_{du}						
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	0.83	0.80	0.81	0.85	1.02
	8	0.82	0.69	0.75	0.87	0.73
	10	0.88	0.81	0.77	0.81	0.70
0.25g	6	0.80	0.78	0.73	0.75	0.70
	8	0.89	0.88	0.90	0.96	1.21
	10	0.65	0.76	0.81	0.75	0.82
0.15g	6	0.94	0.91	0.85	0.85	0.82
	8	0.82	0.57	0.77	0.67	0.80
	10	0.72	0.68	0.74	0.89	0.74
0.05g	6	0.43	0.39	0.43	0.41	0.43
	8	0.65	0.68	0.75	0.65	0.74
	10	0.33	0.34	0.42	0.45	0.39

Nella Tabella 4.18 sono stati evidenziati i valori del coefficiente di vulnerabilità superiori all'unità, essi rappresentano strutture non verificate, quelle in cui la capacità della struttura è inferiore alla richiesta in termini di spostamento. Tale eventualità si verifica solo per le strutture E, in tali strutture non è stato minimamente rispettato il criterio di gerarchia delle resistenze. Nelle strutture E vi è anche un forte coinvolgimento degli elementi non dissipativi nei meccanismi plastici, come si può vedere nelle figure contenute nell'appendice allegato.

La strutture con lunghezza delle campate pari a $10m$ hanno indice di vulnerabilità minore rispetto a quelli delle altre luci considerate, sono le strutture che presentano maggiore grado di sicurezza rispetto alle altre analizzate.

4.3.8 Fattore di struttura

Il fattore di struttura q è un coefficiente che consente di ridurre lo spettro di accelerazione elastico in uno spettro inelastico diminuendo la richiesta di accelerazione sismica, in funzione delle caratteristiche di duttilità e della sovra-resistenza che la struttura possiede.

Tale fattore può intendersi come il “*rapporto tra la resistenza che deve avere la struttura per rimanere in campo elastico e la resistenza di progetto*” che è generalmente di poco inferiore a quella corrispondente alla prima plasticizzazione di un elemento strutturale (Verderame et al. 2007). Il fattore q quindi può essere espresso secondo la seguente relazione:

$$q = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_1} \cdot \frac{V_1}{V_d} = R_\mu \cdot R_S \cdot R_\omega \quad (4.1)$$

in cui:

- V_e è la resistenza che deve avere la struttura per rimanere in campo plastico;
- V_y : è la resistenza anelastica corrispondente alla crisi locale o globale della struttura;
- V_d è la resistenza di progetto;
- V_1 è la resistenza corrispondente al primo evento non lineare

Il fattore R_S è il rapporto tra la resistenza anelastica V_y e quella corrispondente al primo evento non lineare di un elemento strutturale V_1 , esso viene definito come il *coefficiente di sovra-resistenza* e rappresenta la riserva di resistenza che possiede la struttura in funzione della sua capacità di dissipazione energetica. Il fattore R_μ rappresenta il rapporto tra la resistenza elastica V_e e quella plastica V_y , o in termini spostamento, come si evince dalla Figura 4.7 rappresenta l'intervallo tra lo spostamento ultimo δ_u e quello corrispondente alla prima instabilizzazione δ_y . Esso rappresenta la *duttilità* della struttura.

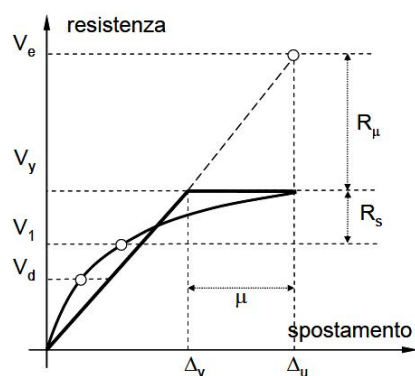


Figura 4.7 – Relazione resistenza elastica-anelastica
(fonte Verderame et al. 2007)

Nella Tabella 4.19 vengono riportati i valori del fattore di struttura q calcolato per tutte le strutture progettate, si ricorda che il fattore q da norma per la tipologia di controventi concentrici considerati è pari a 2.5.

Tabella 4.19 – Fattore di struttura q

Fattore di struttura q						
a_g	L [m]	A	B	C	D	E
0.35g	6	2.41	2.48	2.44	2.23	1.91
	8	2.35	2.24	1.98	1.75	1.95
	10	2.43	2.46	2.20	2.13	1.89
0.25g	6	2.28	2.33	2.23	2.18	2.16
	8	4.51	2.70	2.06	3.40	2.35
	10	3.77	6.55	3.18	3.36	2.93
0.15g	6	2.27	2.36	2.23	2.27	2.09
	8	2.82	2.96	2.10	2.87	2.08
	10	2.74	2.73	2.47	2.37	2.25
0.05g	6	19.95	16.50	17.60	12.26	17.60
	8	18.46	11.75	18.08	5.87	17.72
	10	6.18	5.24	8.05	4.31	3.55

L'intervallo di variazione dei fattori di struttura determinati è piuttosto ampio, varia da un minimo pari a 1.75 ad un massimo pari a 19.95. Nella prima zona sismica considerata i fattori q calcolati risultano essere inferiori al fattore di norma, anche se per la struttura A tale differenza risulta essere molto contenuta; per altre strutture, invece, tale fattore diviene sempre minore man mano che le ipotesi progettuali divengono meno restrittive. Per le altre zone sismiche il

coefficiente q calcolato per le varie strutture molto spesso assume valori maggiori di quello che la norma impone. Nella zona sismica più bassa tra quelle considerate il fattore ricavato risulta essere notevolmente maggiore di quello che la norma prevede per la tipologia di controventi a V rovescia, in virtù della duttilità piuttosto evidente che le strutture progettate hanno, come si evidenzia dalle curve di pushover precedentemente riportate nella Figura 4.6.

CAPITOLO 5

ANALISI PARAMETRICA SU STRUTTURE CON CONTROVENTI AD X

5.1 IL CASO STUDIO IN ESAME

Nel presente capitolo verranno presentate le analisi eseguite sulle strutture con controventi ad X; come detto in precedenza per le tipologie di controventi in esame si è deciso di analizzare i fattori che più sono stati ritenuti influenti nella progettazione secondo la normativa tecnica vigente in Italia.

5.2 SCHEMI STRUTTURALI E PARAMETRI PROGETTUALI INVESTIGATI

Per le strutture con controventi ad X si è deciso di considerare un numero diverso di piani rispetto a quelli considerati per le strutture con controventi a V rovescia; come si è visto nel capitolo 3 le strutture con controventi ad X sono più deformabili rispetto a quelle con controventi a V rovescia, quindi si è pensato di utilizzare un numero di piani inferiore, in particolare si è deciso di considerare un numero di piani pari a sei; inoltre, si è deciso di considerare, per la stessa tipologia di controventi ad X una struttura con un numero di piani pari

a tre. Nella Figura 5.1 si riporta la pianta, con l'indicazione della posizione dei sistemi di controvento, e le sezioni delle due strutture considerate. Sia nella configurazione a tre che in quella a sei piani l'edificio è regolare sia in pianta che in elevazione, le dimensioni complessive sono di $30 \times 12\text{m}$, con una luce dei campi di controventi pari a 6m . L'altezza complessiva ovviamente varia in funzione del numero di piani, 9m per i tre piani, 18m per la struttura a sei piani; l'interpiano è uguale per tutte le configurazioni ed è pari a 3m . anche per queste strutture il materiale considerato è l'acciaio S275.

Come nel caso precedente la campata controventata progettata è quella in direzione y posta al centro della struttura, esso è il campo maggiormente sollecitato a parità di spostamento orizzontale imposto all'intero impalcato dall'azione sismica di progetto. I sistemi sismoresistenti sono distribuiti in pianta in modo da fornire una risposta all'azione sismica indipendente dalla direzione con cui sollecita la struttura.

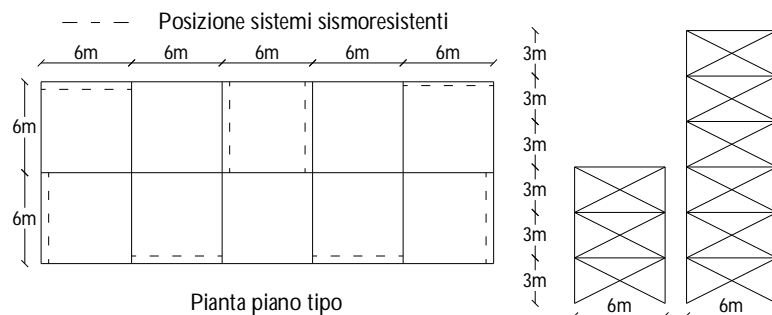


Figura 5.1 – Pianta e sezione casi studio

Per la tipologia di controventi in esame sono state condotte analisi parametriche considerando però diversi parametri ed ipotesi progettuali rispetto al caso dei controventi a V rovescia analizzato al capitolo precedente. In particolare, per i controventi ad X, sono stati presi in considerazione quattro parametri, sia per la configurazione a tre piani sia per quella a sei piani. I parametri presi in considerazione sono stati:

1. la categoria sismica del suolo;
2. la categoria del sottosuolo;

3. la classe di duttilità strutturale;
4. la diagonale di controvento utilizzata per il progetto, quella tesa o quella compressa.

Anche per queste strutture con i controventi ad X, sono state considerate quattro valori per la pericolosità sismica del suolo, $0.05g$, $0.15g$, $0.25g$, $0.35g$; anche in questo caso, come detto al precedente paragrafo, sia la zonizzazione che gli sforzi sismici sono stati determinati considerando la zonizzazione riportata nell'OPCM3274. Le categorie del sottosuolo sono state suddivise in tre differenti categorie: *categoria A*, *categoria B,C,E* ed infine *categoria D*, secondo quanto riportato nell'OPCM3274 nella *Tabella 3.1*. sono state considerate due diverse classi di duttilità strutturale, classe ad alta duttilità (*CD A*) e classe a bassa duttilità (*CD B*). la classe di duttilità, secondo quanto riportato nelle NTC08, dipende dal degrado di resistenza e/o rigidezza di una sezione sotto azioni sismiche ed influenza il calcolo del fattore di struttura q attraverso il parametro q_0 (Mazzolani et al. , 2008). Per i controventi ad X si è deciso di utilizzare come ulteriore parametro progettuale la diagonale con cui si effettua il calcolo dei controventi; quindi sono stati svolti due diversi progetti uno considerando la sola diagonale tesa, come prescritto dalle NTC08, e l'altro considerando entrambe le diagonali, quindi effettuando il progetto secondo la diagonale compressa.

Il progetto e la verifica delle strutture è stato, anche in questo caso, come per le strutture con controventi a V rovescia, condotto mediante analisi statica lineare e analisi statica non lineare secondo quanto già descritto al §1.7.3 del presente lavoro. I carichi assegnati alla struttura sono stati determinati secondo la combinazione sismica (1.9). Le prescrizioni della norma seguite al fine del calcolo degli elementi dissipati e non dissipativi sono stati esposti al §1.7.5 del primo capitolo del presente lavoro.

Combinando tra loro i parametri considerati sono state progettate complessivamente quarantotto strutture a sei piani e altrettante strutture a tre piani, per un complessivo di novantasei strutture con controventi ad X. Le sezioni risultanti si riportano nell'appendice B allegata, le tipologie di sezioni utilizzate per le diagonali di

controvento sono gli scatolari, mentre per le travi e le colonne sono state utilizzate sezioni a doppio T, del tipo HE per le colonne e del tipo IPE per le travi.

5.3 CONFRONTI PRESTAZIONALI

5.3.1 Introduzione

Le strutture prese in esame state confrontate in termini di prestazioni, dai risultati delle analisi statiche non lineari, ed anche in termini di peso. Le analisi statiche non lineari sono state condotte su un modello piano considerando il solo telaio controventato che si è deciso di considerare, analizzandolo mediante il programma di calcolo “SAP2000”. Il modello implementato considera l’intera pilastrata continua, con vincoli alla base cerniera, gli elementi trave e controventi sono stati considerati incernierati alle estremità. Le masse sismiche sono state considerate concentrate e collocate nella mezzeria della trave. Per la descrizione dei modelli di comportamento degli elementi strutturali si rimanda al capitolo 2 §2.2 del presente lavoro.

Per le analisi in campo non lineare degli elementi di controvento si rimanda al capitolo 2 del presente lavoro.

Dopo aver eseguito la progettazione e la verifica allo stato limite di danno, come riportato nel §1.7.6, e nello specifico secondo le indicazioni (1.30) nonché l’analisi statica non lineare di ogni struttura sono stati valutati:

1. il peso globale delle strutture progettate;
2. il rapporto tra il taglio di prima plasticizzazione F_1 e il taglio F_h di progetto;
3. rapporto tra il taglio massimo F_u della curva di pushover e il taglio di prima plasticizzazione F_1 ;
4. rapporto tra la domanda S_{d*} e la capacità S_{du} in termini di spostamento (indice di vulnerabilità);

Il taglio sismico alla base, utilizzato nella relazione (1.13), determinato secondo la (1.14), per la determinazione delle forze

orizzontali da applicare come carico sismico nell'analisi statica lineare verrà riportato nelle tabelle seguenti in funzione della pericolosità sismica del suolo, della classe del sottosuolo e della classe di duttilità strutturale. Nella tabella Tabella 5.1 si riportano i valori del taglio di progetto per la zona sismica con $a_g=0.35g$.

Tabella 5.1 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.35g$

$a_g=0.35g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	392	494	978
CD B	829	1224	1957

Nella Tabella 5.2 vengono riportati i valori del taglio alla base per la zona sismica con $a_g=0.25g$, sei piani.

Tabella 5.2 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.25g$

$a_g=0.25g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	280	437	699
CD B	560	874	1398

Nella Tabella 5.3 si riportano i valori del taglio alla base per la zona sismica con $a_g=0.15g$, per le strutture da sei piani.

Tabella 5.3 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.15g$

$a_g=0.15g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	168	263	420
CD B	336	525	839

Nella Tabella 5.4 si riportano, infine i valori del taglio alla base per la zona sismica con $a_g=0.05g$, sei piani.

Tabella 5.4 – Taglio sismico alla base – sei piani – $a_g=0.05g$

$a_g=0.05g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	56	88	140
CD B	112	175	280

Per le strutture da tre piani i valori del taglio sismico alla base vengono riportati nelle tabelle seguenti. Tabella 5.5 taglio alla base per le strutture da tre piani con $a_g=0.35g$.

Tabella 5.5 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.35g$

$a_g=0.35g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	656	906	879
CD B	1312	1813	1957

Tabella 5.6, tre piani, $a_g=0.25g$.

Tabella 5.6 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.25g$

$a_g=0.25g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	468	647	699
CD B	937	1295	1399

Tabella 5.7, tre piani, $a_g=0.15g$.

Tabella 5.7 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.15g$

$a_g=0.15g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	281	388	420
CD B	563	777	839

Tabella 5.8, tre piani, $a_g=0.05g$.

Tabella 5.8 – Taglio sismico alla base – tre piani – $a_g=0.05g$

$a_g=0.05g$	$F_h [kN]$		
	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A	94	130	140
CD B	188	259	280

Nelle tabelle che seguiranno verranno riportati i valori del coefficiente omega minimo necessario all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze, tale coefficiente incrementa le azioni sismiche in modo da garantire che la crisi si verifichi negli elementi dissipativi e non i quelli non dissipativi, quali travi e colonne.

Nella Tabella 5.9 vengono riportati i valori di omega minimo per le strutture con $a_g=0.35g$, per le strutture da sei piani.

Tabella 5.9 – Coefficiente Ω_{min} – sei piani

$a_g=0.35g$ – sei piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.46	1.94	1.31
CD B, diagonale tesa	1.17	1.15	1.04
CD A, diagonale compressa	6.30	4.80	3.00
CD B, diagonale compressa	4.20	3.10	2.20

Nella Tabella 5.10 vengono riportati i valori di omega minimo per le strutture con $a_g=0.25g$, per le strutture da sei piani.

Tabella 5.10 – Coefficiente Ω_{min} – sei piani

$a_g=0.25g$ – sei piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.45	2.19	1.37
CD B, diagonale tesa	1.73	1.60	1.04
CD A, diagonale compressa	6.00	3.00	2.90
CD B, diagonale compressa	4.60	5.40	3.90

Nella Tabella 5.11 vi sono riportati i valori di omega minimo per le strutture con $a_g=0.15g$, per le strutture da sei piani.

Tabella 5.11 – Coefficiente Ω_{min} – sei piani

$a_g=0.15g$ – sei piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.93	1.87	1.17
CD B, diagonale tesa	1.46	1.21	1.15
CD A, diagonale compressa	4.30	4.3	3.90
CD B, diagonale compressa	3.80	3.8	2.60

Nella Tabella 5.12vi sono riportati i valori di omega minimo per le strutture con $a_g=0.15g$, per le strutture da sei piani.

Tabella 5.12 – Coefficiente Ω_{min} – sei piani

$a_g=0.05g$ – sei piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	9.19	5.58	3.46
CD B, diagonale tesa	4.36	2.80	1.76
CD A, diagonale compressa	11.00	8.20	5.80
CD B, diagonale compressa	6.80	5.00	4.10

Per le strutture da tre piani, nelle tabelle che seguono si riportano i valori del coefficiente omega minimo. La Tabella 5.13 riporta i valori del coefficiente omega minimo per le strutture con $a_g=0.35g$.

Tabella 5.13 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani

$a_g=0.35g$ – tre piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	1.26	1.31	1.22
CD B, diagonale tesa	1.10	1.12	1.04
CD A, diagonale compressa	3.50	3.10	2.90
CD B, diagonale compressa	2.70	2.30	2.40

Nella Tabella 5.14 vengono riportati i valori del coefficiente omega minimo per la zona sismica con $a_g=0.25g$.

Tabella 5.14 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani

$a_g=0.25g$ – tre piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	1.11	1.27	1.18
CD B, diagonale tesa	1.06	2.12	1.04
CD A, diagonale compressa	4.00	4.30	4.00
CD B, diagonale compressa	2.90	2.60	2.40

La Tabella 5.15 riporta i coefficienti omega minimo per la zona sismica con $a_g=0.15g$.

Tabella 5.15 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani

$a_g=0.15g$ – tre piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	1.13	1.19	1.10
CD B, diagonale tesa	1.07	1.12	1.04
CD A, diagonale compressa	4.70	4.30	4.00
CD B, diagonale compressa	3.10	2.90	2.70

La Tabella 5.16, infine, riporta i coefficienti omega minimo per la zona sismica con $a_g=0.05g$.

Tabella 5.16 – Coefficiente Ω_{min} – tre piani

$a_g=0.05g$ – tre piani	$\Omega_{min} J$		
	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.39	2.47	2.30
CD B, diagonale tesa	1.15	2.14	1.13
CD A, diagonale compressa	5.50	4.30	4.00
CD B, diagonale compressa	4.50	4.20	3.90

Come si evince dai dati riportati nelle tabelle precedenti il coefficiente omega minimo presenta dei valori crescenti al diminuire del valore dell'accelerazione al suolo, le forze sismiche da applicare alla struttura diminuiscono ma sia per il vincolo di snellezza (1.21) sulle diagonali e sia per la necessita di verificare le strutture allo stato limite di danno (1.31) le sezioni da poter utilizzare non sono quelle minime indispensabili, tale scompenso porta ad avere sezioni un po' meno sfruttate rispetto alle strutture progettate con un valore dell'accelerazione al suolo maggiore. La variazione che si nota del coefficiente omega minimo tra le strutture progettate secondo il controvento teso o quello compresso, con valori maggiori in questa seconda ipotesi, è da imputare alla necessità di utilizzare sezioni ovviamente maggiori in quanto il progetto è stato eseguito nei confronti della resistenza all'instabilità delle aste compresse ($N_{b,Rd}$) e non della resistenza plastica della sezione (N_{pl}). Il coefficiente omega minimo tra le due classi di duttilità strutturale considerata è minore in quella CD B, cioè quella a bassa duttilità in virtù di un livello di sicurezza strutturale minore

5.3.2 Peso strutturale

Nel presente paragrafo vengono messi in evidenza i confronti delle varie strutture progettate in termini di peso globale. Nella Tabella 5.17 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.35g$ viene riportato il peso delle strutture da sei piani per la zona sismica avente $a_g=0.35g$.

Tabella 5.17 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.35g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.35g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	56	56	68
CD B, diagonale tesa	56	73	98
CD A, diagonale compressa	85	89	95
CD B, diagonale compressa	112	122	129

La Tabella 5.18 riporta il peso delle strutture progettate secondo i parametri riportati per la zona sismica $a_g=0.25g$.

Tabella 5.18 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.25g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.25g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	56	56	56
CD B, diagonale tesa	56	72	74
CD A, diagonale compressa	63	85	88
CD B, diagonale compressa	87	97	120

Nella Tabella 5.19 vengono riportati i valori del peso delle strutture con $a_g=0.15g$.

Tabella 5.19 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.15g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.15g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	40	40	40
CD B, diagonale tesa	40	45	55
CD A, diagonale compressa	43	50	61
CD B, diagonale compressa	60	69	76

I pesi delle strutture con $a_g=0.05g$ vengono riportati nella Tabella 5.20.

Tabella 5.20 – Peso globale – sei piani – $a_g=0.05g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.05g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	40	40	40
CD B, diagonale tesa	40	40	40
CD A, diagonale compressa	40	41	43
CD B, diagonale compressa	42	44	49

Le strutture progettate secondo norma, vale a dire quelle in cui si considera la sola diagonale tesa attiva, sono strutture che, complessivamente, rispetto alle strutture in cui il progetto si effettua rispetto alla diagonale compressa, hanno un peso globale inferiore; tale differenza diviene sempre meno marcata se l'edificio deve essere realizzato in zone di minore pericolosità sismica. La classe di duttilità ha influenzato poco il progetto delle strutture in quanto, come spesso, accade nei progetti secondo le NTC08 il progetto non viene effettuato in base alla resistenza, ma le altre prescrizioni della norma (ad esempio il limite sulla snellezza adimensionale, la verifica allo stato

limite di danno) giocano un ruolo di eguale se non maggiore peso. Considerazioni analoghe possono essere effettuate per le strutture aventi tre piani. Nella Tabella 5.21 viene riportato il peso delle strutture da sei piani per la zona sismica avente $a_g=0.35g$.

Tabella 5.21 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.35g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.35g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	32	36	36
CD B, diagonale tesa	44	54	54
CD A, diagonale compressa	47	52	52
CD B, diagonale compressa	63	69	70

La Tabella 5.22 riporta il peso delle strutture progettate secondo i parametri riportati per la zona sismica $a_g=0.25g$.

Tabella 5.22 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.25g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.25g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	30	32	32
CD B, diagonale tesa	39	44	45
CD A, diagonale compressa	40	49	49
CD B, diagonale compressa	52	61	61

Nella Tabella 5.23 vengono riportati i valori del peso delle strutture con $a_g=0.15g$.

Tabella 5.23 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.15g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.15g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	24	25	25
CD B, diagonale tesa	25	31	31
CD A, diagonale compressa	33	37	40
CD B, diagonale compressa	38	43	45

I pesi delle strutture con $a_g=0.05g$ vengono riportati nella Tabella 5.24.

Tabella 5.24 – Peso globale – tre piani – $a_g=0.05g$

Peso globale struttura [kN]			
$a_g=0.05g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	24	24	24
CD B, diagonale tesa	22	23	23
CD A, diagonale compressa	24	24	24
CD B, diagonale compressa	26	28	29

5.3.3 Rapporto F_I / F_h

Come già visto al capitolo 4 del presente lavoro, il rapporto tra il taglio di prima plasticizzazione F_I e il taglio sismico alla base F_h di progetto fornisce informazioni sul grado di resistenza che la struttura è in grado di fornire al di là del taglio con cui è stata progettata. Nella Tabella 5.25 vengono riportati tali rapporti, per le strutture da sei piani.

Tabella 5.25 – Rapporto F_I/F_h – sei piani – $a_g=0.35g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.35g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	0.88	0.70	0.52
CD B, diagonale tesa	0.42	0.45	0.42
CD A, diagonale compressa	1.72	1.44	0.79
CD B, diagonale compressa	1.15	0.85	0.56

Tabella 5.26, zona sismica con $a_g=0.25g$:

Tabella 5.26 – Rapporto F_I/F_h – sei piani – $a_g=0.25g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.25g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	1.23	0.79	0.49
CD B, diagonale tesa	0.61	0.64	0.41
CD A, diagonale compressa	1.29	1.47	0.97
CD B, diagonale compressa	1.22	0.91	0.72

Tabella 5.27, zona sismica con $a_g=0.15g$:

Tabella 5.27 – Rapporto F_I/F_h – sei piani – $a_g=0.15g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.15g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	1.29	0.83	0.52
CD B, diagonale tesa	0.65	0.51	0.46
CD A, diagonale compressa	1.35	1.07	0.95
CD B, diagonale compressa	1.15	1.03	0.71

Tabella 5.28, zona sismica con $a_g=0.05g$:

Tabella 5.28 – Rapporto F_I/F_h – sei piani – $a_g=0.05g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.05g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.88	2.48	1.55
CD B, diagonale tesa	1.94	1.24	0.78
CD A, diagonale compressa	3.88	2.54	1.59
CD B, diagonale compressa	1.98	1.34	1.00

Come si può osservare dalle tabella in cui sono stati riportati i rapporti tra il taglio di prima plasticizzazione F_I e il taglio sismico alla base F_h di progetto, molti indici sono minori dell'unità, il che vuol dire che il primo evento plastico si verifica per un taglio inferiore al taglio alla base. Tale condizione, però, non è indice di una scarsa sicurezza strutturale, come si vedrà anche nel seguito con l'indice di vulnerabilità, dimostra solo che le sezioni dei controventi non sono così sovra-resistenti da manifestare eventi plastici per forze ben maggiori del taglio alla base. Di seguito si riportano i valori relativi alle strutture di tre piani.

Tabella 5.29, zona sismica con $a_g=0.35g$:

Tabella 5.29 – Rapporto F_I/F_h – tre piani – $a_g=0.35g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.35g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	0.52	0.38	0.52
CD B, diagonale tesa	0.26	0.31	0.42
CD A, diagonale compressa	1.03	0.79	0.79
CD B, diagonale compressa	0.72	0.57	0.56

Tabella 5.30, zona sismica con $a_g=0.25g$:

Tabella 5.30 – Rapporto F_I/F_h – tre piani – $a_g=0.25g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.25g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	0.73	0.53	0.49
CD B, diagonale tesa	0.37	0.43	0.41
CD A, diagonale compressa	0.77	0.99	0.97
CD B, diagonale compressa	0.73	0.61	0.72

Tabella 5.31, zona sismica con $a_g=0.15g$:

Tabella 5.31 – Rapporto F_I/F_h – tre piani – $a_g=0.15g$

Rapporto F_I/F_h			
$a_g=0.15g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	0.77	0.56	0.52
CD B, diagonale tesa	0.39	0.35	0.46
CD A, diagonale compressa	0.80	0.72	0.95
CD B, diagonale compressa	0.69	0.70	0.71

Tabella 5.32, zona sismica con $a_g=0.05g$:

Tabella 5.32 – Rapporto F_I/F_{I-} tre piani – $a_g=0.05g$

Rapporto F_I/F_{I-}			
$a_g=0.05g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.31	1.67	1.55
CD B, diagonale tesa	1.15	0.84	0.78
CD A, diagonale compressa	2.31	1.71	1.59
CD B, diagonale compressa	1.18	0.91	1.00

Per le strutture di tre piani possono essere fatte le medesime considerazioni già fatte in precedenza per le strutture da sei piani; molti indici sono inferiori all'unità, i controventi si stabilizzano per un taglio inferiore al taglio alla base di progetto, ma come si vedrà anche in seguito questo non compromette la sicurezza delle strutture.

5.3.4 Rapporto F_u / F_I

Per le strutture progettate sono stati valutati anche i rapporti tra il taglio massimo F_u e il taglio di prima plasticizzazione F_I ; tale rapporto è indice dell'escursione in campo plastico che la struttura è in grado di compiere, in termini di forza, prima di esplicitare la sua massima resistenza. I valori dei rapporti determinati per le strutture progettate di sei piani nella zona sismica con $a_g=0.35g$ vengono riportati nella Tabella 5.33.

Tabella 5.33 – Rapporto F_u/F_I sei piani – $a_g=0.35g$

Rapporto F_u/F_I			
$a_g=0.35g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.16	3.15	3.22
CD B, diagonale tesa	3.15	3.04	3.20
CD A, diagonale compressa	2.56	2.62	2.76
CD B, diagonale compressa	2.72	2.98	3.09

Tabella 5.34, zona sismica con $a_g=0.25g$:

Tabella 5.34 – Rapporto F_u/F_I sei piani – $a_g=0.25g$

Rapporto F_u/F_I			
$a_g=0.25g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.14	3.14	3.14
CD B, diagonale tesa	3.14	3.21	3.16
CD A, diagonale compressa	3.08	2.68	2.53
CD B, diagonale compressa	2.74	2.78	2.85

Tabella 5.35, zona sismica con $a_g=0.15g$:Tabella 5.35 – Rapporto F_u/F_l – sei piani – $a_g=0.15g$

Rapporto F_u/F_l.			
$a_g=0.15g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.94	2.89	2.89
CD B, diagonale tesa	2.94	2.77	3.02
CD A, diagonale compressa	2.95	2.84	2.78
CD B, diagonale compressa	2.66	2.68	2.82

Tabella 5.36, zona sismica con $a_g=0.05g$:Tabella 5.36 – Rapporto F_u/F_l – sei piani – $a_g=0.05g$

Rapporto F_u/F_l.			
$a_g=0.05g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.88	2.88	2.94
CD B, diagonale tesa	2.88	2.89	2.95
CD A, diagonale compressa	2.88	2.91	2.92
CD B, diagonale compressa	2.91	2.85	3.41

I dati esposti nelle precedenti tabelle mostrano l'ampiezza dell'intervallo plastico della struttura, in termini di forza, prima che si verifichi una perdita di resistenza per effetto di un meccanismo che fa perdere di resistenza la struttura, modificando la pendenza delle curve di pushover. Tali valori sono sempre maggiore del valore 2, il taglio massimo che la struttura è capace di assorbire è sempre molto maggiore (il doppio e, in qualche caso, tre volte) del taglio di prima plasticizzazione. La struttura, quindi, dopo il primo evento plastico, che considerando anche i dati del §5.3.3 in cui era evidente che il ciò avveniva per un taglio minore del taglio alla base di progetto, ha ancora una notevole capacità di assorbire un taglio piuttosto elevato.

I valori dei rapporti in esame, relativi alle strutture di tre piani verranno riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 5.37, zona sismica con $a_g=0.35g$:Tabella 5.37 – Rapporto F_u/F_l – tre piani – $a_g=0.35g$

Rapporto F_u/F_l.			
$a_g=0.35g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.16	3.15	3.22
CD B, diagonale tesa	3.15	3.04	3.20
CD A, diagonale compressa	2.56	2.62	2.76
CD B, diagonale compressa	2.72	2.98	3.09

Tabella 5.38, zona sismica con $a_g=0.25g$:

Tabella 5.38 – Rapporto F_u/F_l – tre piani – $a_g=0.25g$

Rapporto F_u/F_l.			
$a_g=0.25g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	3.14	3.14	3.14
CD B, diagonale tesa	3.14	3.21	3.16
CD A, diagonale compressa	3.08	2.68	2.53
CD B, diagonale compressa	2.74	2.78	2.85

Tabella 5.39, zona sismica con $a_g=0.15g$:

Tabella 5.39 – Rapporto F_u/F_l – tre piani – $a_g=0.15g$

Rapporto F_u/F_l.			
$a_g=0.15g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.94	2.89	2.89
CD B, diagonale tesa	2.94	2.77	3.02
CD A, diagonale compressa	2.95	2.84	2.78
CD B, diagonale compressa	2.66	2.68	2.82

Tabella 5.40, zona sismica con $a_g=0.05g$:

Tabella 5.40 – Rapporto F_u/F_l – tre piani – $a_g=0.05g$

Rapporto F_u/F_l.			
$a_g=0.05g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	2.88	2.88	2.94
CD B, diagonale tesa	2.88	2.89	2.95
CD A, diagonale compressa	2.88	2.91	2.92
CD B, diagonale compressa	2.91	2.85	3.41

Per le strutture da tre piano, come per quelle viste precedentemente da sei piani, il taglio massimo F_u supera il taglio di prima plasticizzazione F_l di circa due volte nella maggior parte delle strutture esaminate.

5.3.5 Indice di vulnerabilità

Le strutture con controventi ad X progettate nel presente capitolo sono state valutate in termini di sicurezza strutturale, calcolando per tutte le configurazioni prese in esame il rapporto tra la richiesta S_{d*} e la capacità S_{du} in termini di spostamento. Tale rapporto è l'indice di vulnerabilità della struttura, le strutture dimostrano maggiore sicurezza quanto più tale indice risulta essere inferiore a valore unitario. Nelle tabelle che seguono verranno i valori dell'indice di vulnerabilità calcolato per le strutture esaminate.

Tabella 5.41, zona sismica con $a_g=0.35g$:

<i>Tabella 5.41 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.35g$</i>			
<i>Indice di vulnerabilità (S_{d*}/S_{du})</i>			
<i>$a_g=0.35g$ – sei piani</i>	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A, diagonale tesa	0.88	0.88	0.89
CD B, diagonale tesa	0.72	0.86	0.87
CD A, diagonale compressa	0.42	0.46	0.79
CD B, diagonale compressa	0.55	0.55	0.72

Tabella 5.42, zona sismica con $a_g=0.25g$:

<i>Tabella 5.42 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.25g$</i>			
<i>Indice di vulnerabilità (S_{d*}/S_{du})</i>			
<i>$a_g=0.25g$ – sei piani</i>	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A, diagonale tesa	0.87	0.88	0.96
CD B, diagonale tesa	0.97	0.97	0.98
CD A, diagonale compressa	0.45	0.46	0.89
CD B, diagonale compressa	0.45	0.47	0.90

Tabella 5.43, zona sismica con $a_g=0.15g$:

<i>Tabella 5.43 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.15g$</i>			
<i>Indice di vulnerabilità (S_{d*}/S_{du})</i>			
<i>$a_g=0.15g$ – sei piani</i>	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A, diagonale tesa	0.50	0.77	0.86
CD B, diagonale tesa	0.87	0.86	0.90
CD A, diagonale compressa	0.28	0.45	0.79
CD B, diagonale compressa	0.28	0.34	0.51

Tabella 5.43, zona sismica con $a_g=0.05g$:

Tabella 5.44 – Indice di vulnerabilità – sei piani – $a_g=0.05g$

Indice di vulnerabilità (S_{d*}/S_{du})			
$a_g=0.05g$ – sei piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	0.25	0.13	0.21
CD B, diagonale tesa	0.72	0.28	0.93
CD A, diagonale compressa	0.26	0.15	0.25
CD B, diagonale compressa	0.27	0.15	0.24

Dai dati esposti in precedenza sull'indice di vulnerabilità, si evince che nessun valore supera l'unità, quindi tutte le strutture hanno una capacità in termini di spostamento che supera quella richiesta. Il divario tra lo spostamento richiesto S_{d*} e la capacità S_{du} assume valori inferiori, il che sta ad indicare un grado di sicurezza maggiore, nelle strutture progettate tenendo in conto anche della diagonale compressa; ciò è da imputare all'utilizzo, per tali strutture, di sezioni dei controventi maggiori rispetto alle strutture in cui il progetto, effettuato secondo norme, non tiene conto della diagonale compressa. L'utilizzo di controventi a sezione maggiore comporta, ovviamente, un valore del coefficiente di sovra-resistenza omega minimo maggiore, il che comporta che anche le sezioni di travi e colonne vengono maggiorate per effetto dell'applicazione della gerarchia delle resistenze.

Nel seguito verranno messi in evidenza i dati relativi all'indice di vulnerabilità per le strutture da tre piani.

Tabella 5.45, zona sismica con $a_g=0.35g$:

Tabella 5.45 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.35g$

Indice di vulnerabilità (S_{d*}/S_{du})			
$a_g=0.35g$ – tre piani	Sottosulo A	Sottosulo B,C,E	Sottosulo D
CD A, diagonale tesa	0.86	0.96	0.93
CD B, diagonale tesa	0.86	0.48	0.72
CD A, diagonale compressa	0.42	0.52	0.89
CD B, diagonale compressa	0.71	0.86	0.85

Tabella 5.45, zona sismica con $a_g=0.25g$:

Tabella 5.46 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.25g$

<i>Indice di vulnerabilità (S_d^*/S_{du})</i>			
<i>$a_g=0.25g$ – tre piani</i>	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A, diagonale tesa	0.86	0.92	0.84
CD B, diagonale tesa	0.86	0.47	0.96
CD A, diagonale compressa	0.77	0.40	0.44
CD B, diagonale compressa	0.63	0.34	0.26

Tabella 5.47, zona sismica con $a_g=0.15g$:

Tabella 5.47 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.15g$

<i>Indice di vulnerabilità (S_d^*/S_{du})</i>			
<i>$a_g=0.15g$ – tre piani</i>	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A, diagonale tesa	0.28	0.45	0.79
CD B, diagonale tesa	0.28	0.88	0.88
CD A, diagonale compressa	0.50	0.77	0.86
CD B, diagonale compressa	0.87	0.34	0.51

Tabella 5.48, zona sismica con $a_g=0.05g$:

Tabella 5.48 – Indice di vulnerabilità – tre piani – $a_g=0.05g$

<i>Indice di vulnerabilità (S_d^*/S_{du})</i>			
<i>$a_g=0.05g$ – tre piani</i>	<i>Sottosulo A</i>	<i>Sottosulo B,C,E</i>	<i>Sottosulo D</i>
CD A, diagonale tesa	0.26	0.15	0.25
CD B, diagonale tesa	0.27	0.15	0.25
CD A, diagonale compressa	0.25	0.40	0.53
CD B, diagonale compressa	0.72	0.28	0.19

Per le strutture da tre piani possono essere effettuate le medesime considerazioni fatte in precedenza sull'indice di vulnerabilità. Le strutture progettate tenendo in conto della diagonale compressa hanno, per le ragioni espresse in precedenza, sezioni di controventi, travi e colonne maggiori e quindi questo comporta una deformabilità laterale più contenuta rispetto alle strutture in cui si considera la sola diagonale tesa attiva.

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

La necessità di garantire la sicurezza delle strutture in caso di eventi sismici ha da sempre rivestito una grande importanza tanto per i legislatori quanto per i progettisti. Gli ultimi tragici eventi, verificatisi sia in Italia che nel mondo, hanno focalizzato maggiormente l'attenzione sui danni che un sisma può arrecare sia in termini di perdita di vite umane che in termini economici.

La normativa tecnica vigente in Italia (D.M. 14 gennaio 2008 - NTC08) costituisce il recepimento della normativa europea (Eurocodice 8 - Parte 1 del 2005 – EC8), ma doveva anche rappresentare l'evoluzione della normativa precedentemente vigente in Italia, l'OPCM 3431, a sua volta emanata successivamente all'OPCM 3274. Tuttavia con l'emanazione delle NTC08 si è persa l'occasione di integrare e migliorare l'EC8 analogamente a quanto era stato fatto tramite le Ordinanze. In esse infatti, sfruttando i risultati di ricerche specifiche nel campo dell'ingegneria sismica, si è cercato di proporre delle alternative alle regole contenute nell'EC8 con l'intento di migliorarne i contenuti.

Come si è evidenziato nella prima parte del presente lavoro, con l'emanazione delle NTC08 in Italia si è, in sostanza, effettuato un passo indietro nei confronti delle ordinanze vigenti; molte delle innovazioni riportate in esse, infatti, sono state eliminate o modificate rendendole poco chiare o non specificando alcuni dei parametri fondamentali per la loro corretta applicazione.

Il confronto effettuato tra le due diverse metodologie di progetto, una basata sull'approccio agli spostamenti (DBD) e l'altra basata su un approccio alle forze (FBD), ad uno stesso schema strutturale consente di affermare che il metodo che pone alla base del processo di progettazione gli spostamenti e le deformazioni massimi accettabili per la struttura permette un migliore sfruttamento delle sezioni e, quindi, è contraddistinto da un peso strutturale minore. Va comunque precisato che il progetto della struttura secondo la metodologia FDB è stato eseguito mediante analisi statica lineare, mentre l'applicazione dell'analisi dinamica lineare avrebbe condotto ad una struttura sicuramente più "snella", con peso complessivo maggiormente confrontabile con quello derivante dalla metodologia DBD, sebbene con un profilo di spostamenti differente.

Il confronto diretto invece tra le due tipologie di controventi concentrici considerati ha messo in evidenza che, per le ipotesi adottate, le strutture con controventi ad X sono più deformabili nei riguardi delle azioni orizzontali rispetto a quelle con controventi a V rovescia. Queste ultime strutture, però, risultano essere più dispendiose in termini economici, in quanto necessitano di profili di dimensioni maggiori rispetto a quelli delle strutture a X. Tale differenza, che influisce sulla risposta della struttura in termini di spostamenti laterali, è da imputare nel diverso schema di calcolo che sta alla base di queste due tipologie di controventi concentrici. In campo statico non lineare le strutture con controventi a V rovescia presentano maggiore rigidità e resistenza, con un taglio massimo superiore di quello delle strutture con controventi ad X. Queste due ultime proprietà sono da imputare, ovviamente, agli elementi colonna delle strutture a V rovescia, che hanno sezioni maggiori. Inoltre, nel progetto di strutture con controventi concentrici, le NTC08 considerano, ad esclusione della tipologia a V rovescia, la sola diagonale tesa. Per tale ragione le sezioni dei controventi a V rovescia risultano maggiori di quelle delle altre tipologie di controventi concentrici. Questo comporta un aumento delle sezioni anche degli altri elementi strutturali derivante dall'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze.

Nel presente lavoro l'attenzione è stata rivolta ad alcune prescrizioni normative riguardanti le tipologie di controventi a V rovescia. In particolare è stata esaminata l'influenza del coefficiente di sovra-resistenza ω al variare di alcuni parametri di progetto, analizzando due regole della norma basate su tale coefficiente. La prima riguarda l'aumento delle sollecitazioni simiche sugli elementi non dissipativi per effetto del valore minimo dei coefficienti ω , mentre l'altra influisce sul progetto degli elementi dissipativi, imponendo il controllo sul meccanismo di collasso globale, garantito quando la differenza fra i valori massimo e minimo dei coefficienti ω non differiscono per più del 25%. La ragione per cui tale limitazione è stata introdotta nella norma è quella di evitare la possibilità che si verifichino concentrazioni di danno ad uno o più livelli tali da non garantire che si possa raggiungere la condizione ultima di collasso, con le diagonali compresse instabilizzate e le diagonali tese plasticizzate. Quest'ultima prescrizione è quella che influisce sul progetto degli elementi dissipativi, costituiti dalle diagonali di controvento. Quando tale prescrizione non viene seguita, il progetto dei controventi viene eseguito guardando esclusivamente alla resistenza dell'elemento scelto. In tal caso è stato possibile impiegare pertanto profili aventi sezioni minore, con conseguente risparmio economico. Va precisato comunque che, anche nel rispetto di tale limitazione, si sono verificate condizioni ultime non conformi a quelle prefissate dalla norma, in quanto in alcune strutture esaminate non tutti gli elementi di controvento, in condizioni ultime, erano instabilizzati o plasticizzati. Applicando tale limitazione, quindi, non è del tutto possibile evitare l'eventualità che si verifichino concentrazioni di danno ad uno o più piani delle strutture. Per tale limitazione vi è la necessità di effettuare maggiori indagini, svolgendo analisi più raffinate, e magari impostando una soglia maggiore del 25% attuale. Per il rispetto di tale limitazione, va precisato che per le strutture esaminate è stato necessario trascurare il coefficiente ω calcolato per l'ultimo piano. A tale livello, infatti, diminuendo le sollecitazioni sismiche agenti, si possono utilizzare profili di sezione minore rispetto a quelli che la condizione di uniformità sulla

resistenza delle diagonali impone di adoperare. Tale situazione crea un divario molto evidente fra i coefficienti omega calcolati ai vari piani. Pertanto, al fine di poter soddisfare il limite della norma sulla differenza dei valori omega nella misura del 25%, è stato necessario trascurare la presenza delle diagonali dell'ultimo livello.

L'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze che incrementa i carichi sismici sugli elementi non dissipativi porta ad evitare che si verifichino eventi non lineari, come la formazione di cerniere plastiche, negli elementi non dissipativi, quali colonne e travi, elementi che devono rimanere in campo elastico. La norma, però non prevede nessun limite superiore al coefficiente omega minimo che consente di applicare il predetto criterio. Come si è potuto constatare nel presente lavoro, soprattutto per le zone sismiche di intensità minore, può risultare che il valore di omega minimo sia maggiore del fattore di struttura, che è il coefficiente capace di ridurre la richiesta di accelerazione sismica alla struttura. In sostanza si considera che la struttura sia in grado di assorbire l'energia trasferita dal sisma in parte con deformazioni elastiche e in parte con deformazioni permanenti, ossia plastiche.

Risulta quindi palese che utilizzando come coefficiente omega minimo un valore prossimo, o addirittura maggiore, del fattore di struttura porta a vanificare la possibilità di mitigare l'azione sismica per effetto di deformazioni permanenti, eseguendo in pratica, un progetto elastico. Nella norma dovrebbe quindi essere prevista una soglia per tale coefficiente, evitando di sovradimensionare eccessivamente le membrature non dissipative.

Le considerazioni in tale sede formulate risentono, ovviamente, del limitato numero di analisi condotte. Allo scopo di conferire maggiore validità allo studio condotto, nonché quantificare correttamente i parametri di progetto investigati, andrebbero eseguite un numero di analisi più consistente, eseguendo al tempo stesso metodologie di analisi più raffinate.

BIBLIOGRAFIA

- Alterio L., “Analisi della risposta sismica di un edificio, con struttura in acciaio e controventi, progettato secondo EC8”, tesi svolta presso l’Università di Napoli Federico II, 2008.
- Alterio L., Della Corte G., Mazzolani F.M., “Validazione numerica di un metodo avanzato per il progetto di controventi concentrici” *Atti del XXII convegno C.T.A*, Italia, 2009.
- Black, C.; Makris, N.; Aiken, I.,: “Component testing, stability analysis and characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces”, PEER report 2002/08, 2008.
- D’Aniello, M.; Della Corte, G.; Mazzolani, F.M., ”Only-steel buckling-restrained braces – an experimental study”, *5th European Conference on Steel and Composite Structures, EUROSTEEL*, pp. 1323-1328 Austria, 2008.
- Decreto ministeriale 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 – Suppl. Ordinario n. 30, Roma, 2008.
- Della Corte G., Mazzolani F.M., “Direct displacement-based design of steel chevron bracing”, *L’ingegneria sismica in Italia, XIII Convegno ANIDIS*, Italia, 2009.
- Dispense corso Costruzioni in zona sismica, prof. Walter Salvatore, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa.

- Elghazouli A.Y., 2008 “Seismic desing of steel-framed structures to Eurocode 8” “*The 14th World Conference on Earthquake Engineering*” China, 2008.
- Esposito M., “Accelerogrammi spettrocompatibili per la progettazione delle strutture: valutazione comparativa della risposta sismica”, tesi svolta presso l’Università di Napoli Federico II, 2008.
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”, EN-1998-1, Marzo 2005.
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”, prENV1998-1, Dicembre 2003.
- Fajfar P., “A nonlinear analysis method for performance based seismic design”, *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.3, pp.573-592, 2000.
- Georgescu D., 1996. “Recent developments in theoretical and experimental results on steel structures. Seismic resistant braced frames”, *Costruzioni Metalliche*, N°1, pp39-52, 1996.
- Landolfo R.: “L’evoluzione della normativa sismica”. *Costruzioni Metalliche*, N°1, pp. 54-66. 2005.
- Lettieri S., “Valutazione della vulnerabilità vulcanica di edifici scolastici in c.a.”, tesi svolta presso l’Università di Napoli Federico II, 2008.
- Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V., “An innovative conception for bracing members: The reduced brace section solution”, *4th European Conference on Steel Structures*, The Netherlands, 2005
- Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M., “Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato”, *Iuss Press ed.*, 2007.
- Mazzolani F.M., “Edifici in acciaio. da «Norme Tecniche per le costruzioni», Analisi e commento del D.M. 14 settembre 2005 - Progettazione, esecuzione, collaudo, manutenzione e utilizzo delle opere. I nuovi criteri per l’antisismica. A cura di Donatella Guzzoni.” Ed. Il Sole 24 Ore, 2006.
- Mazzolani F.M., Della Corte G., “Edifici in acciaio in zona sismica – DM 2008”, Ed. Il Sole 24 Ore, 2008.

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, Marzo 2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, aggiornamento del 9 settembre 2004.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, testo allegato 2-Edifici, aggiornamento del 3 maggio 2005.
- Parducci A., Comodini F., Lucarelli M., “Impiego delle analisi "pushover" per le applicazioni del "performance based seismic design" proposta di un approccio energetico”, *Servizio Sismico della Regione Toscana Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università di Perugia*, 2005.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J., “Direct Displacement Based Seismic Design” *IUSS PRESS ed.*, Italia, 2007.
- Rainieri C., Verderame G.M., Fabbrocino G., Cosenza E., Manfredi G., “La valutazione della risposta dinamica nel progetto di rinforzo sismico della Torre delle Nazioni, Mostra d’Oltremare, XII”, *Convegno Nazionale ANIDIS*, Italia, paper 274, 2007.
- Rezai M., Prion, H.G.L., Tremblay R., Bonatay N., Timber P., “Seismic Performances of Brace Fuse Elements for Concentrically Steel Braced Frames”, *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Proceedings of the Third International Conference STESSA 2000.*, pp. 39-46, Canada, 2000.
- Tremblay, R., “Inelastic seismic response of steel bracing members”, *Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science* Vol.58, pp 665-701, , 2002.

- Tremblay, R., “Innovative braced frame steel structures for seismic resistance”, *L'ingegneria sismica in Italia, XII Convegno ANIDIS*, Italia, 2007.
- Zanmarini G., “Breve storia della normativa sismica”, <http://www.edilweb.it/modules.php?name=News&file=article&sid=27>.

APPENDICE – A

Nella presente appendice si riportano le tabelle e i grafici relativi alle strutture controventate con controventi a V rovescia

1 STRUTTURE IN ZONA SISMICA $a_g=0.35g$

1.1 STRUTTURE L=6m – ZONA SISMICA $a_g=0.35g$ – SUOLO TIPO B.

1.1.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB550	0.95	HEM450	0.91	177.8x12	0.90
2	HEB550	0.87	HEM450	0.76	177.8x10	0.85
3	HEB550	0.87	HEM280	0.90	177.8x10	0.84
4	HEB550	0.74	HEM280	0.71	177.8x10	0.78
5	HEB500	0.86	HEB280	0.98	168.3x10	0.81
6	HEB500	0.71	HEB280	0.65	168.3x8	0.88
7	HEB450	0.85	HEB180	0.97	168.3x6.3	0.95
8	HEB450	0.71	HEB180	0.53	139.7x8	0.97
9	HEB340	0.91	HEA100	0.94	139.7x6.3	0.99
10	HEB340	0.65	HEA100	0.08	139.7x5	0.82

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB550	0.95	HEM450	0.87	177.8*12	0.90
2	HEB550	0.87	HEM450	0.73	177.8*10	0.85
3	HEB550	0.87	HEM260	0.95	177.8*10	0.84
4	HEB550	0.64	HEM260	0.75	177.8*8	0.95
5	HEB500	0.71	HEB280	0.94	168.3*8	0.99
6	HEB500	0.71	HEB280	0.63	168.3*8	0.88
7	HEB450	0.85	HEB180	0.93	168.3*6.3	0.95
8	HEB450	0.71	HEB180	0.51	139.7*8	0.97
9	HEB340	0.91	HEA100	0.90	139.7*6.3	0.99
10	HEB340	0.65	HEA100	0.08	139.7*5	0.82

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB550	0.95	HEM280	0.92	177.8*12	0.90
2	HEB550	0.87	HEM280	0.76	177.8*10	0.85
3	HEB550	0.87	HEM240	0.76	177.8*10	0.84
4	HEB550	0.74	HEM240	0.60	177.8*8	0.95
5	HEB500	0.86	HEB240	0.87	168.3*8	0.99
6	HEB500	0.71	HEB240	0.58	168.3*8	0.88
7	HEB450	0.85	HEB160	0.85	168.3*6.3	0.95
8	HEB450	0.71	HEB160	0.47	139.7*8	0.97
9	HEB340	0.91	HEA100	0.69	139.7*6.3	0.99
10	HEB340	0.65	HEA100	0.07	139.7*5	0.82

Struttura D

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB550	0.95	HEM280	0.92	177.8x12	0.90
2	HEB550	0.87	HEM280	0.76	177.8x10	0.85
3	HEB550	0.87	HEM240	0.76	177.8x10	0.84
4	HEB550	0.74	HEM240	0.60	177.8x10	0.78
5	HEB500	0.86	HEB240	0.87	168.3x10	0.81
6	HEB500	0.71	HEB240	0.58	168.3x8	0.88
7	HEB450	0.85	HEB160	0.86	168.3x6.3	0.95
8	HEB450	0.71	HEB160	0.47	139.7x8	0.97
9	HEB340	0.91	HEA100	0.69	139.7x6.3	0.99
10	HEB340	0.65	HEA100	0.07	139.7x5	0.82

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB550	0.95	HEM240	0.91	177.8x12	0.90
2	HEB550	0.87	HEM240	0.75	177.8x10	0.85
3	HEB550	0.87	HEM200	0.97	177.8x10	0.84
4	HEB550	0.74	HEM200	0.77	177.8*8	0.95
5	HEB500	0.86	HEB200	0.99	168.3*8	0.99
6	HEB500	0.71	HEB200	0.67	168.3x8	0.88
7	HEB450	0.85	HEB140	0.94	168.3x6.3	0.95
8	HEB450	0.71	HEB140	0.52	139.7x8	0.97
9	HEB340	0.91	HEA100	0.58	139.7x6.3	0.99
10	HEB340	0.65	HEA100	0.07	139.7x5	0.82

1.1.2 Parametri dalla curva di pushover forza-spostamento

<i>Struttura A – 6m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>					
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]	
0.35g	1020	0.14	1355	0.24	
0.25g	650	0.12	855	0.18	
0.15g	530	0.11	740	0.18	
0.05g	145	0.05	370	0.37	

<i>Struttura B – 6m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>					
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]	
0.35g	1020	0.15	1355	0.26	
0.25g	650	0.12	853	0.19	
0.15g	427	0.11	608	0.21	
0.05g	146	0.06	327	0.35	

<i>Struttura C – 6m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>					
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]	
0.35g	1018	0.17	1343	0.28	
0.25g	648	0.15	853	0.22	
0.15g	524	0.18	596	0.24	
0.05g	143	0.08	320	0.39	

<i>Struttura D – 6m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1018	0.17	1344	0.29
0.25g	648	0.15	853	0.21
0.15g	498	0.15	725	0.24
0.05g	143	0.08	338	0.38

<i>Struttura E – 6m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1015	0.21	1283	0.32
0.25g	645	0.17	853	0.26
0.15g	425	0.16	595	0.28
0.05g	143	0.08	320	0.39

<i>Struttura A – 8m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	924	0.07	1568	0.08
0.25g	600	0.07	942	0.16
0.15g	364	0.06	618	0.21
0.05g	161	0.04	383	0.28

<i>Struttura B – 8m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1063	0.11	1542	0.22
0.25g	592	0.09	942	0.21
0.15g	367	0.07	593	0.26
0.05g	127	0.03	373	0.38

<i>Struttura C – 8m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	905	0.11	1427	0.26
0.25g	585	0.11	862	0.24
0.15g	433	0.10	655	0.25
0.05g	125	0.04	362	0.37

<i>Struttura D – 8m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	904	0.10	1457	0.21
0.25g	585	0.11	859	0.24
0.15g	398	0.09	626	0.24
0.05g	156	0.05	454	0.09

<i>Struttura E – 8m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1018	0.13	1505	0.32
0.25g	585	0.13	738	0.22
0.15g	362	0.09	572	0.26
0.05g	125	0.04	358	0.37

<i>Struttura A – 10m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1611	0.09	2200	0.16
0.25g	1162	0.09	1448	0.20
0.15g	646	0.07	815	0.10
0.05g	460	0.07	620	0.17

<i>Struttura B – 10m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1602	0.10	2157	0.18
0.25g	542	0.05	1303	0.21
0.15g	620	0.07	802	0.14
0.05g	365	0.06	540	0.18

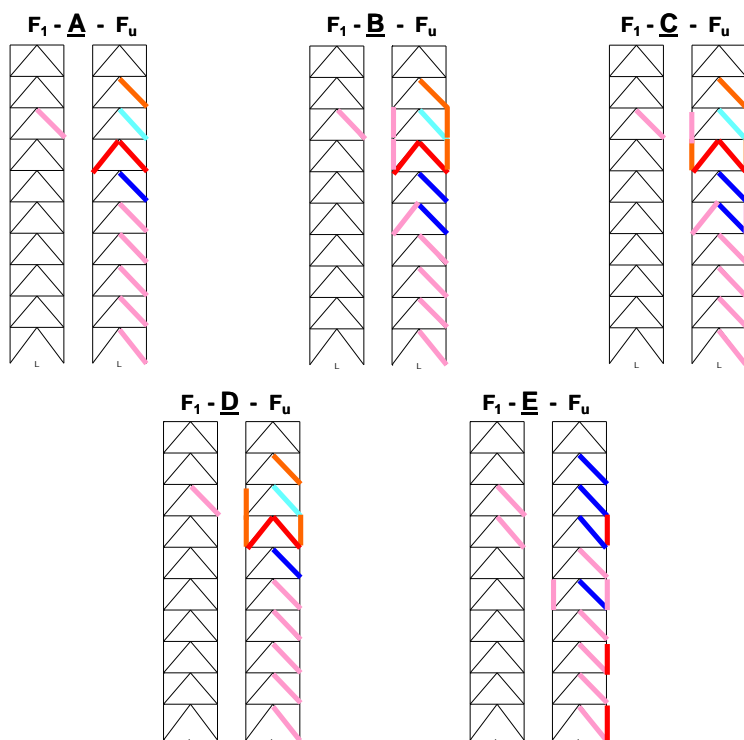
<i>Struttura C – 10m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1576	0.11	1990	0.18
0.25g	957	0.10	1278	0.22
0.15g	615	0.09	796	0.16
0.05g	356	0.08	521	0.18

<i>Struttura D – 10m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1576	0.11	1694	0.19
0.25g	1158	0.12	1421	0.21
0.15g	641	0.08	799	0.12
0.05g	454	0.09	590	0.21

<i>Struttura E – 10m – $F_I; d_I$) – ($F_u; d_u$)</i>				
	F_I [kN]	d_I [m]	F_u [kN]	d_u [m]
0.35g	1576	0.13	1989	0.21
0.25g	958	0.11	1278	0.23
0.15g	615	0.09	796	0.17
0.05g	356	0.08	521	0.20

1.1.3 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



1.2 STRUTTURE L=8m – ZONA SISMICA $a_g=0.35g$ – SUOLO TIPO B.

1.2.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.92	HEM400	0.99	177.8*12	0.89
2	HEM500	0.86	HEM400	0.83	177.8*12	0.71
3	HEB600	0.95	HEM320	0.72	177.8*12	0.70
4	HEB600	0.81	HEM320	0.57	177.8*10	0.74
5	HEB550	0.93	HEB320	0.83	177.8*10	0.73
6	HEB550	0.76	HEB320	0.59	177.8*8	0.77
7	HEB500	0.89	HEB200	0.84	177.8*8	0.71
8	HEB500	0.72	HEB200	0.47	177.8*6.3	0.71
9	HEB400	0.85	HEA120	0.72	139.7*8	0.80
10	HEB400	0.67	HEA120	0.07	139.7*6	0.62

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.92	HEM300	0.92	177.8*12	0.89
2	HEM500	0.73	HEM300	0.77	177.8*10	0.83
3	HEB600	0.81	HEM260	0.88	177.8*10	0.82
4	HEB600	0.66	HEM260	0.70	177.8*8	0.91
5	HEB550	0.76	HEB260	0.98	177.8*8	0.89
6	HEB550	0.62	HEB260	0.70	177.8*6.3	0.96
7	HEB500	0.72	HEB180	0.88	177.8*6.3	0.88
8	HEB500	0.72	HEB180	0.49	177.8*6.3	0.71
9	HEB400	0.85	HEA100	0.88	139.7*8	0.80
10	HEB400	0.48	HEA100	0.09	139.7*4	0.90

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.92	HEM260	0.86	177.8*12	0.89
2	HEM500	0.73	HEM260	0.71	177.8*10	0.83
3	HEB600	0.81	HEM220	0.88	177.8*10	0.82
4	HEB600	0.66	HEM220	0.70	177.8*8	0.91
5	HEB550	0.76	HEB220	0.87	177.8*8	0.89
6	HEB550	0.62	HEB220	0.63	177.8*6.3	0.96
7	HEB500	0.72	HEB140	1.00	177.8*6.3	0.88
8	HEB500	0.72	HEB140	0.57	177.8*6.3	0.71
9	HEB400	0.72	HEA100	0.64	139.7*8	0.80
10	HEB400	0.60	HEA100	0.08	139.7*4	0.90

Struttura D

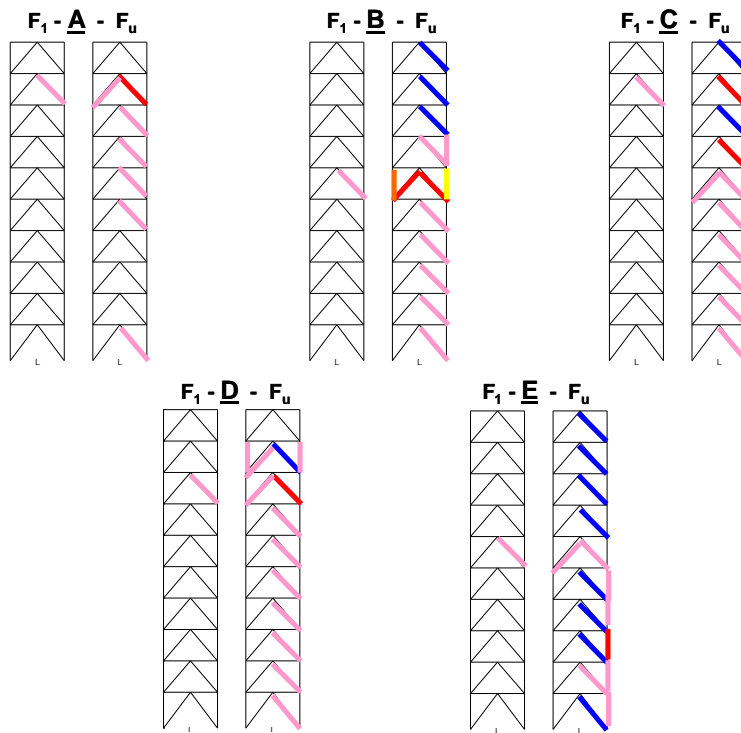
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.92	HEM260	0.86	177.8*12	0.89
2	HEM500	0.86	HEM260	0.71	177.8*12	0.71
3	HEB600	0.95	HEM220	0.88	177.8*12	0.70
4	HEB600	0.81	HEM220	0.70	177.8*10	0.74
5	HEB550	0.93	HEB220	0.87	177.8*10	0.73
6	HEB550	0.76	HEB220	0.63	177.8*8	0.77
7	HEB500	0.89	HEB140	1.00	177.8*8	0.71
8	HEB500	0.72	HEB140	0.57	177.8*6.3	0.71
9	HEB400	1.05	HEA100	0.64	139.7*8	0.80
10	HEB400	0.83	HEA100	0.08	139.7*6	0.62

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.92	HEM240	0.78	177.8*12	0.89
2	HEM500	0.73	HEM240	0.64	177.8*10	0.83
3	HEB600	0.81	HEM200	0.83	177.8*10	0.82
4	HEB600	0.66	HEM200	0.67	177.8*8	0.91
5	HEB550	0.76	HEB200	0.86	177.8*8	0.89
6	HEB550	0.62	HEB200	0.62	177.8*6.3	0.96
7	HEB500	0.72	HEB140	0.83	177.8*6.3	0.88
8	HEB500	0.72	HEB140	0.48	177.8*6.3	0.71
9	HEB400	1.05	HEA100	0.55	139.7*8	0.80
10	HEB400	0.60	HEA100	0.08	139.7*4	0.90

1.2.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



1.3 STRUTTURE L=10m – ZONA SISMICA $a_g=0.35g$ – SUOLO TIPO B.

1.3.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HE600x337	0.87	HEM500	1	219.1*12	0.89
2	HE600x337	0.80	HEM500	0.8	219.1*12	0.79
3	HEM600	0.96	HEM360	0.7	219.1*12	0.77
4	HEM600	0.81	HEM360	0.6	219.1*10	0.85
5	HEM550	0.90	HEB360	0.8	219.1*10	0.79
6	HEM550	0.90	HEB360	0.6	219.1*10	0.70
7	HEB550	0.93	HEB240	0.6	193.7*8	0.97
8	HEB550	0.93	HEB240	0.4	193.7*8	0.79
9	HEB450	0.88	HEA140	0.6	193.7*6	0.90
10	HEB450	0.89	HEA140	0.1	193.7*6	0.55

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HE600x337	0.87	HEM400	0.93	219.1*12	0.89
2	HE600x337	0.80	HEM400	0.77	219.1*12	0.79
3	HEM600	0.81	HEM280	0.89	219.1*10	0.90
4	HEM600	0.81	HEM280	0.70	219.1*10	0.85
5	HEM550	0.74	HEB280	0.98	219.1*8	0.96
6	HEM550	0.74	HEB280	0.70	219.1*8	0.86
7	HEB550	0.93	HEB200	0.81	193.7*8	0.97
8	HEB550	0.93	HEB200	0.45	193.7*8	0.79
9	HEB450	0.88	HEA120	0.73	193.7*6	0.90
10	HEB450	0.89	HEA120	0.09	193.7*6	0.55

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HE600x337	0.87	HEM280	0.92	219.1*12	0.89
2	HE600x337	0.80	HEM280	0.76	219.1*12	0.79
3	HEM600	0.81	HEM240	0.77	219.1*10	0.90
4	HEM600	0.81	HEM240	0.61	219.1*10	0.85
5	HEM550	0.74	HEB240	0.88	219.1*8	0.96
6	HEM550	0.74	HEB240	0.63	219.1*8	0.86
7	HEB550	0.93	HEB160	0.90	193.7*8	0.97
8	HEB550	0.93	HEB160	0.51	193.7*8	0.79
9	HEB450	0.88	HEA100	0.79	193.7*6	0.90
10	HEB450	0.89	HEA100	0.11	193.7*6	0.55

Struttura D

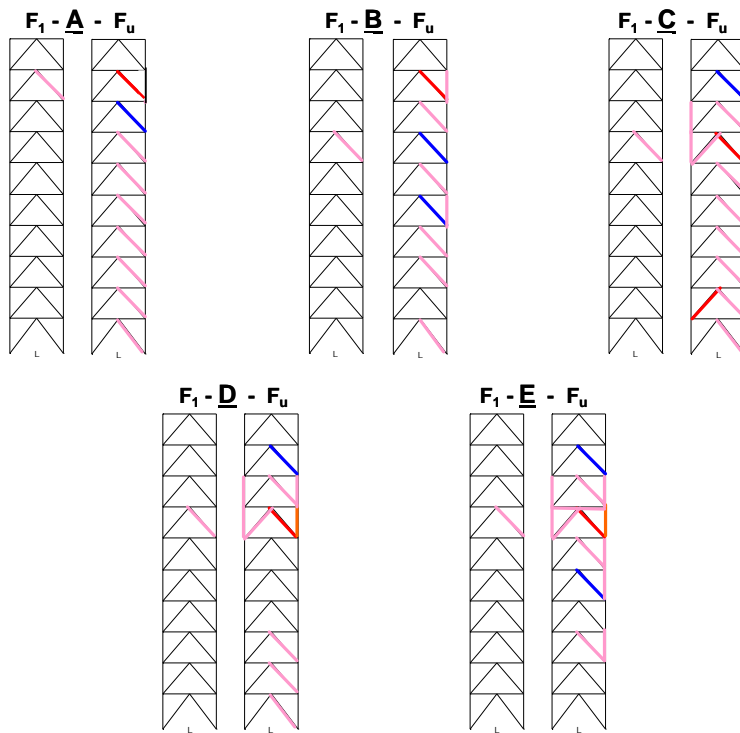
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HE600x337	0.87	HEM280	0.92	219.1*12	0.89
2	HE600x337	0.80	HEM280	0.76	219.1*12	0.79
3	HEM600	0.96	HEM240	0.77	219.1*12	0.77
4	HEM600	0.81	HEM240	0.61	219.1*10	0.85
5	HEM550	0.90	HEB240	0.88	219.1*10	0.79
6	HEM550	0.90	HEB240	0.63	219.1*10	0.70
7	HEB550	0.93	HEB160	0.90	193.7*8	0.97
8	HEB550	0.93	HEB160	0.51	193.7*8	0.79
9	HEB450	0.88	HEA100	0.79	193.7*6	0.90
10	HEB450	0.89	HEA100	0.11	193.7*6	0.55

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HE600x337	0.87	HEM260	0.82	219.1*12	0.89
2	HE600x337	0.80	HEM260	0.68	219.1*12	0.79
3	HEM600	0.81	HEM220	0.85	219.1*10	0.90
4	HEM600	0.81	HEM220	0.68	219.1*10	0.85
5	HEM550	0.74	HEB220	0.86	219.1*8	0.96
6	HEM550	0.74	HEB220	0.62	219.1*8	0.86
7	HEB550	0.93	HEB160	0.75	193.7*8	0.97
8	HEB550	0.93	HEB160	0.43	193.7*8	0.79
9	HEB450	0.88	HEA100	0.69	193.7*6	0.90
10	HEB450	0.89	HEA100	0.11	193.7*6	0.55

1.3.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_1 , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



2 STRUTTURE IN ZONA SISMICA $a_g=0.25g$

2.1 STRUTTURE L=6m – ZONA SISMICA $a_g=0.25g$ – SUOLO TIPO B.

2.1.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.95	HEM280	0.98	177.8*8	0.90
2	HEB450	0.90	HEM280	0.81	177.8*8	0.71
3	HEB450	0.90	HEM240	0.81	177.8*8	0.71
4	HEB450	0.70	HEM240	0.64	177.8*6	0.87
5	HEB400	0.86	HEB240	0.91	177.8*6	0.81
6	HEB400	0.86	HEB240	0.65	177.8*6	0.72
7	HEB360	0.87	HEB180	0.72	177.8*5	0.74
8	HEB360	0.70	HEB180	0.40	139.7*5	0.99
9	HEB300	0.83	HEA100	0.71	139.7*4	0.90
10	HEB300	0.84	HEA100	0.07	139.7*4	0.54

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.95	HEM280	0.91	177.8*8	0.90
2	HEB450	0.70	HEM280	0.76	177.8*6	0.93
3	HEB450	0.70	HEM240	0.76	177.8*6	0.92
4	HEB450	0.70	HEM240	0.60	177.8*6	0.87
5	HEB400	0.86	HEB240	0.86	177.8*6	0.81
6	HEB400	0.73	HEB240	0.61	177.8*5	0.85
7	HEB360	0.87	HEB160	0.85	177.8*5	0.74
8	HEB360	0.70	HEB160	0.47	139.7*5	0.99
9	HEB300	0.83	HEA100	0.67	139.7*4	0.90
10	HEB300	0.84	HEA100	0.07	139.7*4	0.54

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.95	HEM240	0.81	177.8*8	0.90
2	HEB450	0.70	HEM240	0.67	177.8*6	0.93
3	HEB450	0.70	HEM200	0.86	177.8*6	0.92
4	HEB450	0.70	HEM200	0.68	177.8*6	0.87
5	HEB400	0.86	HEB200	0.88	177.8*6	0.81
6	HEB400	0.73	HEB200	0.63	177.8*5	0.85
7	HEB360	0.87	HEB140	0.83	177.8*5	0.74
8	HEB360	0.70	HEB140	0.47	139.7*5	0.99
9	HEB300	0.83	HEA100	0.52	139.7*4	0.90
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	139.7*4	0.54

Struttura D

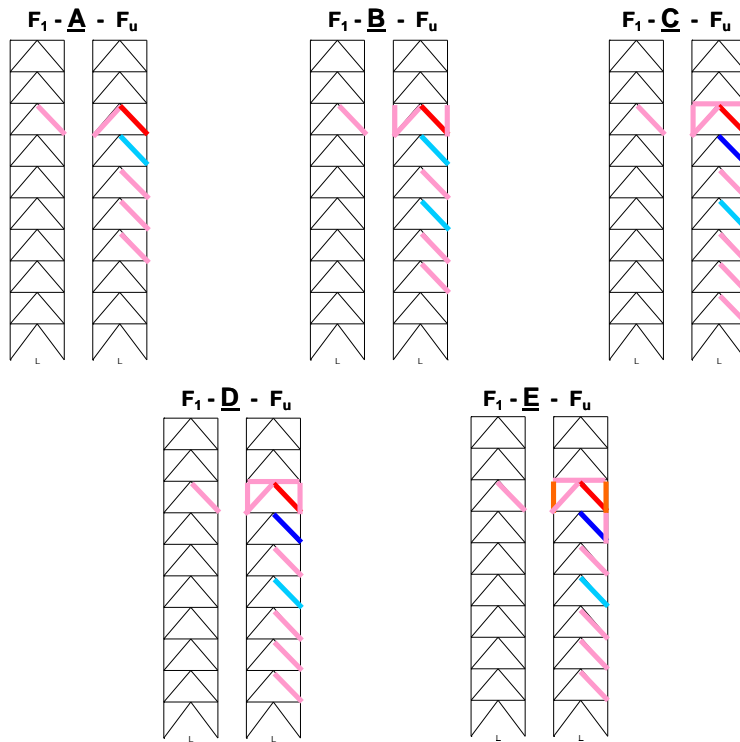
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.95	HEM240	0.81	177.8*8	0.90
2	HEB450	0.90	HEM240	0.67	177.8*8	0.71
3	HEB450	0.90	HEM200	0.86	177.8*8	0.71
4	HEB450	0.70	HEM200	0.68	177.8*6	0.87
5	HEB400	0.86	HEB200	0.88	177.8*6	0.81
6	HEB400	0.86	HEB200	0.63	177.8*6	0.72
7	HEB360	0.87	HEB140	0.83	177.8*5	0.74
8	HEB360	0.70	HEB140	0.47	139.7*5	0.99
9	HEB300	0.83	HEA100	0.52	139.7*4	0.90
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	139.7*4	0.54

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.95	HEM220	0.90	177.8*8	0.90
2	HEB450	0.70	HEM220	0.74	177.8*6	0.93
3	HEB450	0.70	HEM180	0.84	177.8*6	0.92
4	HEB450	0.70	HEM180	0.66	177.8*6	0.87
5	HEB400	0.86	HEB180	0.88	177.8*6	0.81
6	HEB400	0.73	HEB180	0.63	177.8*5	0.85
7	HEB360	0.87	HEB120	0.96	177.8*5	0.74
8	HEB360	0.70	HEB120	0.55	139.7*5	0.99
9	HEB300	0.83	HEA100	0.44	139.7*4	0.90
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	139.7*4	0.54

2.1.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_I , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



2.2 STRUTTURE L=8m – ZONA SISMICA $a_g=0.25g$ – SUOLO TIPO B.

2.2.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB500	0.95	HEM300	0.67	177.8*8	0.75
2	HEB500	0.68	HEM300	0.56	168.3*6.3	0.80
3	HEB450	0.83	HEM240	0.72	168.3*6.3	0.83
4	HEB450	0.79	HEM240	0.57	168.3*6	0.81
5	HEB400	0.98	HEB240	0.75	168.3*6	0.79
6	HEB400	0.98	HEB240	0.53	168.3*6	0.70
7	HEB400	0.84	HEB160	0.82	168.3*5	0.75
8	HEB400	0.71	HEB160	0.39	139.7*5	0.97
9	HEB320	0.89	HEA100	0.53	139.7*4	0.92
10	HEB320	0.90	HEA100	0.04	139.7*4	0.59

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB500	0.95	HEM240	0.93	177.8*8	0.75
2	HEB500	0.65	HEM240	0.77	168.3*6	0.84
3	HEB450	0.79	HEM200	0.99	168.3*6	0.87
4	HEB450	0.68	HEM200	0.79	168.3*5	0.96
5	HEB400	0.84	HEB220	0.85	168.3*5	0.93
6	HEB400	0.84	HEB220	0.61	168.3*5	0.82
7	HEB400	0.84	HEB140	0.97	168.3*5	0.75
8	HEB400	0.71	HEB140	0.45	139.7*5	0.97
9	HEB320	0.89	HEA100	0.46	139.7*4	0.92
10	HEB320	0.90	HEA100	0.03	139.7*4	0.59

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB500	0.95	HEM200	0.94	177.8*8	0.75
2	HEB500	0.65	HEM200	0.78	168.3*6	0.84
3	HEB450	0.79	HEM160	0.91	168.3*6	0.87
4	HEB450	0.68	HEM160	0.73	168.3*5	0.96
5	HEB400	0.84	HEB180	0.81	168.3*5	0.93
6	HEB400	0.84	HEB180	0.59	168.3*5	0.82
7	HEB400	0.84	HEB120	0.91	168.3*5	0.75
8	HEB400	0.71	HEB120	0.39	139.7*5	0.97
9	HEB320	0.89	HEA100	0.28	139.7*4	0.92
10	HEB320	0.90	HEA100	0.02	139.7*4	0.59

Struttura D

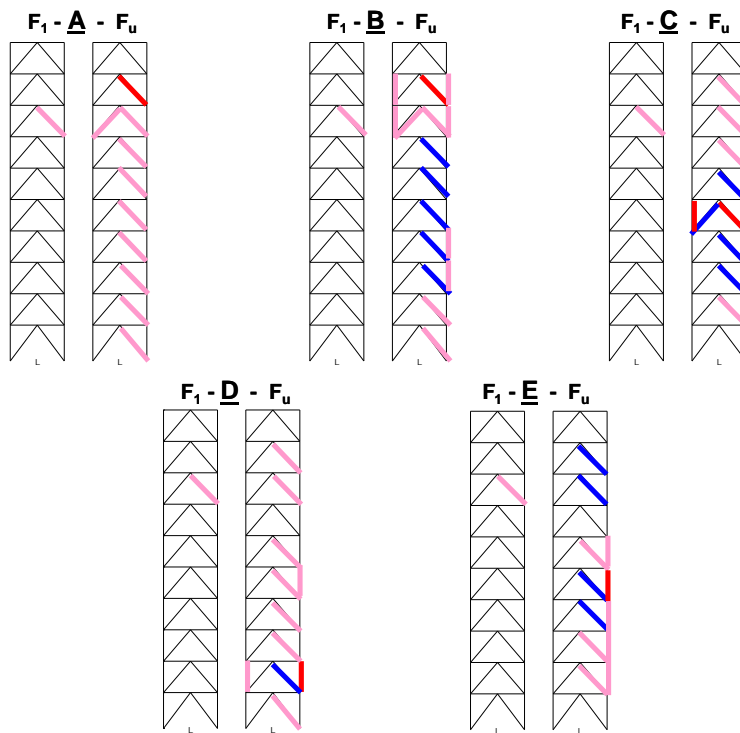
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB500	0.95	HEM200	0.94	177.8*8	0.75
2	HEB500	0.68	HEM200	0.78	168.3*6.3	0.80
3	HEB450	0.83	HEM160	0.91	168.3*6.3	0.83
4	HEB450	0.79	HEM160	0.73	168.3*6	0.81
5	HEB400	0.98	HEB180	0.68	168.3*6	0.79
6	HEB400	0.98	HEB180	0.48	168.3*6	0.70
7	HEB400	0.84	HEB120	0.72	168.3*5	0.75
8	HEB400	0.71	HEB120	0.39	139.7*5	0.97
9	HEB320	0.89	HEA100	0.28	139.7*4	0.92
10	HEB320	0.90	HEA100	0.02	139.7*4	0.59

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB500	0.95	HEM180	0.93	177.8*8	0.75
2	HEB500	0.65	HEM180	0.77	168.3*6	0.84
3	HEB450	0.79	HEM140	0.96	168.3*6	0.87
4	HEB450	0.68	HEM140	0.63	168.3*5	0.96
5	HEB400	0.84	HEB140	0.91	168.3*5	0.93
6	HEB400	0.84	HEB140	0.65	168.3*5	0.82
7	HEB400	0.84	HEB120	0.78	168.3*5	0.75
8	HEB400	0.71	HEB120	0.31	139.7*5	0.97
9	HEB320	0.89	HEA100	0.23	139.7*4	0.92
10	HEB320	0.90	HEA100	0.02	139.7*4	0.59

2.2.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



2.3 STRUTTURE L=10m – ZONA SISMICA $a_g=0.25g$ – SUOLO TIPO B.

2.3.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.89	HEM320	0.77	219.1*8	0.76
2	HEM500	0.67	HEM320	0.64	219.1*6.3	0.79
3	HEM400	0.85	HEM280	0.70	219.1*6.3	0.79
4	HEM400	0.85	HEM280	0.55	219.1*6.3	0.72
5	HEB500	0.95	HEB280	0.77	219.1*6	0.74
6	HEB500	0.95	HEB280	0.55	219.1*6	0.66
7	HEB500	0.85	HEB200	0.65	193.7*6	0.76
8	HEB500	0.72	HEB200	0.37	193.7*5	0.74
9	HEB400	0.90	HEA100	0.87	193.7*4	0.72
10	HEB400	0.91	HEA100	0.12	193.7*4	0.48

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.72	HEM280	0.90	219.1*6.3	0.95
2	HEM500	0.67	HEM280	0.75	219.1*6.3	0.79
3	HEM400	0.82	HEM240	0.76	219.1*6	0.83
4	HEM400	0.82	HEM240	0.60	219.1*6	0.76
5	HEB500	0.81	HEB240	0.87	219.1*5	0.88
6	HEB500	0.81	HEB240	0.63	219.1*5	0.79
7	HEB500	0.72	HEB160	0.89	193.7*5	0.90
8	HEB500	0.72	HEB160	0.51	193.7*5	0.74
9	HEB400	0.90	HEA100	0.79	193.7*4	0.72
10	HEB400	0.91	HEA100	0.12	193.7*4	0.48

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.72	HEM240	0.77	219.1*6.3	0.95
2	HEM500	0.67	HEM240	0.64	219.1*6.3	0.79
3	HEM400	0.82	HEM200	0.83	219.1*6	0.83
4	HEM400	0.82	HEM200	0.67	219.1*6	0.76
5	HEB500	0.81	HEB200	0.86	219.1*5	0.88
6	HEB500	0.81	HEB200	0.63	219.1*5	0.79
7	HEB500	0.72	HEB140	0.86	193.7*5	0.90
8	HEB500	0.72	HEB140	0.51	193.7*5	0.74
9	HEB400	0.90	HEA100	0.61	193.7*4	0.72
10	HEB400	0.91	HEA100	0.11	193.7*4	0.48

Struttura D

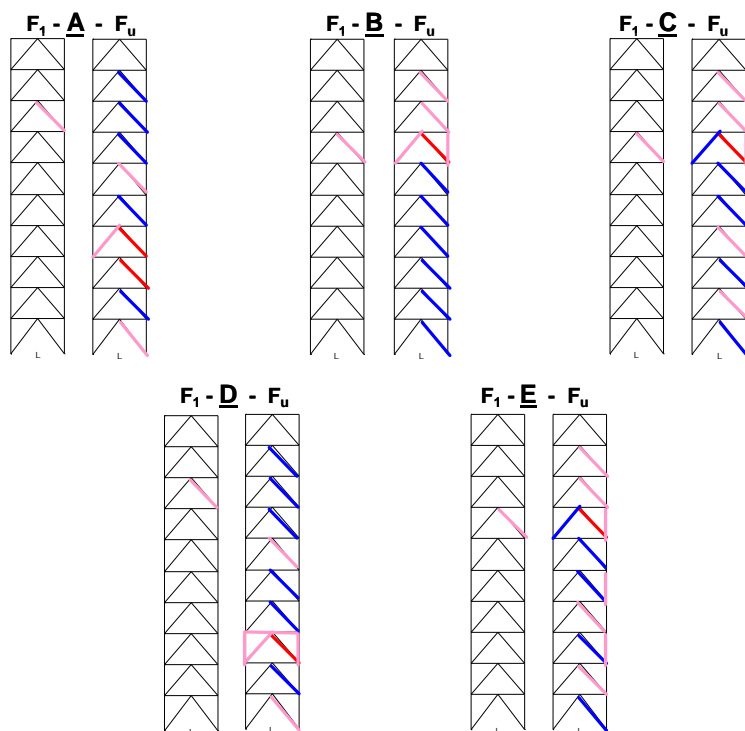
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.89	HEM240	0.77	219.1*8	0.76
2	HEM500	0.67	HEM240	0.64	219.1*6.3	0.79
3	HEM400	0.85	HEM200	0.83	219.1*6.3	0.79
4	HEM400	0.85	HEM200	0.67	219.1*6.3	0.72
5	HEB500	0.95	HEB200	0.86	219.1*6	0.74
6	HEB500	0.95	HEB200	0.63	219.1*6	0.66
7	HEB500	0.85	HEB140	0.86	193.7*6	0.76
8	HEB500	0.72	HEB140	0.51	193.7*5	0.74
9	HEB400	0.90	HEA100	0.61	193.7*4	0.72
10	HEB400	0.91	HEA100	0.11	193.7*4	0.48

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM500	0.72	HEM220	0.87	219.1*6.3	0.95
2	HEM500	0.67	HEM220	0.72	219.1*6.3	0.79
3	HEM400	0.82	HEM180	0.82	219.1*6	0.83
4	HEM400	0.82	HEM180	0.66	219.1*6	0.76
5	HEB500	0.81	HEB180	0.89	219.1*5	0.88
6	HEB500	0.81	HEB180	0.65	219.1*5	0.79
7	HEB500	0.72	HEB140	0.73	193.7*5	0.90
8	HEB500	0.72	HEB140	0.44	193.7*5	0.74
9	HEB400	0.90	HEA100	0.54	193.7*4	0.72
10	HEB400	0.91	HEA100	0.10	193.7*4	0.48

2.3.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



3 STRUTTURE IN ZONA SISMICA $a_g=0.15g$

3.1 STRUTTURE L=6m – ZONA SISMICA $a_g=0.15g$ – SUOLO TIPO B.

3.1.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.90	HEM260	0.96	168.3*8	0.61
2	HEB450	0.69	HEM260	0.79	168.3*6.3	0.63
3	HEB400	0.85	HEM220	0.98	168.3*6.3	0.61
4	HEB400	0.81	HEM220	0.77	168.3*6	0.59
5	HEB360	0.98	HEB220	0.96	168.3*6	0.56
6	HEB360	0.83	HEB220	0.68	168.3*5	0.59
7	HEB340	0.93	HEB160	0.81	168.3*5	0.52
8	HEB340	0.64	HEB160	0.45	139.7*4	0.77
9	HEB300	0.83	HEA100	0.65	139.7*4	0.58
10	HEB300	0.84	HEA100	0.07	139.7*4	0.37

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.59	HEM240	0.79	168.3*5	0.94
2	HEB450	0.56	HEM240	0.65	168.3*5	0.78
3	HEB400	0.69	HEM200	0.84	168.3*5	0.76
4	HEB400	0.57	HEM200	0.67	168.3*4	0.87
5	HEB360	0.68	HEB200	0.85	168.3*4	0.82
6	HEB360	0.68	HEB200	0.61	168.3*4	0.73
7	HEB340	0.64	HEB140	0.81	139.7*4	0.95
8	HEB340	0.64	HEB140	0.46	139.7*4	0.77
9	HEB300	0.83	HEA100	0.51	114.3*5	0.80
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	114.3*5	0.50

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.59	HEM200	0.84	168.3*5	0.94
2	HEB450	0.56	HEM200	0.68	168.3*5	0.78
3	HEB400	0.69	HEM160	0.80	168.3*5	0.76
4	HEB400	0.57	HEM160	0.64	168.3*4	0.87
5	HEB360	0.68	HEB160	0.89	168.3*4	0.82
6	HEB360	0.68	HEB160	0.64	168.3*4	0.73
7	HEB340	0.64	HEB120	0.79	139.7*4	0.95
8	HEB340	0.64	HEB120	0.46	139.7*4	0.77
9	HEB300	0.83	HEA100	0.38	114.3*5	0.80
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	114.3*5	0.50

Struttura D

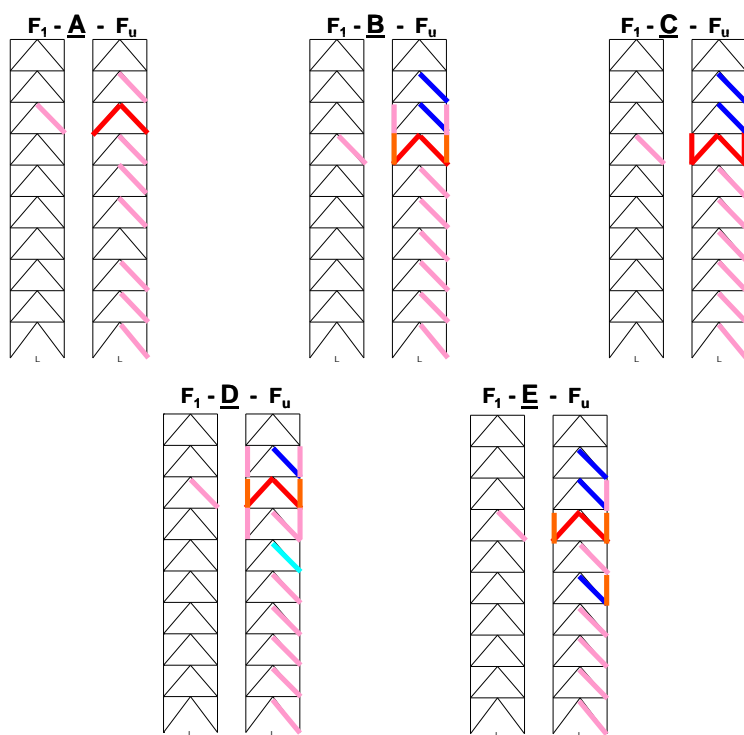
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.90	HEM200	0.84	168.3*8	0.61
2	HEB450	0.69	HEM200	0.68	168.3*6.3	0.63
3	HEB400	0.85	HEM160	0.80	168.3*6.3	0.61
4	HEB400	0.81	HEM160	0.64	168.3*6	0.59
5	HEB360	0.98	HEB160	0.89	168.3*6	0.56
6	HEB360	0.83	HEB160	0.64	168.3*5	0.59
7	HEB340	0.93	HEB120	0.79	168.3*5	0.52
8	HEB340	0.64	HEB120	0.46	139.7*4	0.77
9	HEB300	0.83	HEA100	0.38	139.7*4	0.58
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	139.7*4	0.37

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.59	HEM180	0.82	168.3*5	0.94
2	HEB450	0.56	HEM180	0.67	168.3*5	0.78
3	HEB400	0.69	HEM140	0.84	168.3*5	0.76
4	HEB400	0.57	HEM140	0.67	168.3*4	0.87
5	HEB360	0.68	HEB140	0.99	168.3*4	0.82
6	HEB360	0.68	HEB140	0.72	168.3*4	0.73
7	HEB340	0.64	HEB120	0.66	139.7*4	0.95
8	HEB340	0.64	HEB120	0.39	139.7*4	0.77
9	HEB300	0.83	HEA100	0.34	114.3*5	0.80
10	HEB300	0.84	HEA100	0.06	114.3*5	0.50

3.1.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_1 , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



3.2 STRUTTURE L=8m – ZONA SISMICA $a_g=0.15g$ – SUOLO TIPO B.

3.2.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.84	HEM260	0.67	168.3*6	0.72
2	HEB450	0.79	HEM260	0.56	168.3*6	0.62
3	HEB400	0.84	HEM220	0.69	168.3*5	0.71
4	HEB400	0.84	HEM220	0.55	168.3*5	0.67
5	HEB400	0.84	HEB220	0.70	168.3*5	0.63
6	HEB400	0.71	HEB220	0.50	139.7*5	0.89
7	HEB360	0.71	HEB160	0.61	139.7*4	0.97
8	HEB360	0.71	HEB160	0.36	139.7*4	0.81
9	HEB320	0.89	HEA100	0.56	114.3*5	0.90
10	HEB320	0.82	HEA100	0.10	101.6*5	0.87

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.72	HEM240	0.72	168.3*5	0.85
2	HEB450	0.68	HEM240	0.59	168.3*5	0.73
3	HEB400	0.82	HEM180	0.92	139.7*6	0.95
4	HEB400	0.82	HEM180	0.73	139.7*6	0.90
5	HEB400	0.71	HEB180	0.98	139.7*5	1.00
6	HEB400	0.71	HEB180	0.71	139.7*5	0.89
7	HEB360	0.71	HEB140	0.79	139.7*4	0.97
8	HEB360	0.71	HEB140	0.46	139.7*4	0.81
9	HEB320	0.89	HEA100	0.55	114.3*5	0.90
10	HEB320	0.82	HEA100	0.03	101.6*5	0.87

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.72	HEM180	0.76	168.3*5	0.85
2	HEB450	0.68	HEM180	0.63	168.3*5	0.73
3	HEB400	0.82	HEM140	0.79	139.7*6	0.95
4	HEB400	0.82	HEM140	0.64	139.7*6	0.90
5	HEB400	0.71	HEB140	0.95	139.7*5	1.00
6	HEB400	0.71	HEB140	0.71	139.7*5	0.89
7	HEB360	0.71	HEB120	0.67	139.7*4	0.97
8	HEB360	0.71	HEB120	0.41	139.7*4	0.81
9	HEB320	0.89	HEA100	0.38	114.3*5	0.90
10	HEB320	0.82	HEA100	0.02	101.6*5	0.87

Struttura D

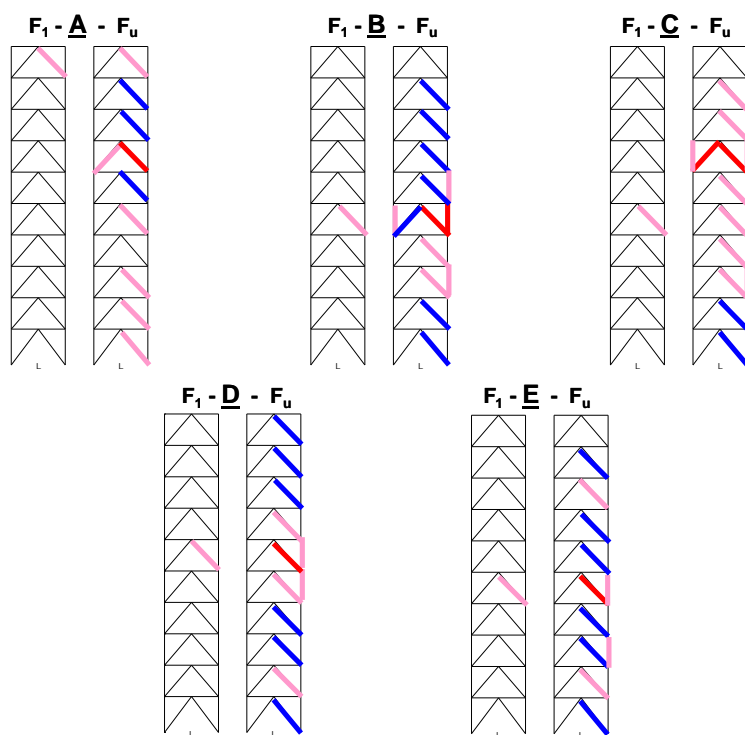
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.84	HEM180	0.76	168.3*6	0.72
2	HEB450	0.79	HEM180	0.63	168.3*6	0.62
3	HEB400	0.84	HEM140	0.79	168.3*5	0.71
4	HEB400	0.84	HEM140	0.64	168.3*5	0.67
5	HEB400	0.84	HEB140	0.95	168.3*5	0.63
6	HEB400	0.71	HEB140	0.71	139.7*5	0.89
7	HEB360	0.71	HEB120	0.67	139.7*4	0.97
8	HEB360	0.71	HEB120	0.41	139.7*4	0.81
9	HEB320	0.89	HEA100	0.38	114.3*5	0.90
10	HEB320	0.82	HEA100	0.08	101.6*5	0.87

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB450	0.72	HEM160	0.79	168.3*5	0.85
2	HEB450	0.68	HEM160	0.64	168.3*5	0.73
3	HEB400	0.82	HEM120	0.87	139.7*6	0.95
4	HEB400	0.82	HEM120	0.71	139.7*6	0.90
5	HEB400	0.71	HEB140	0.82	139.7*5	1.00
6	HEB400	0.71	HEB140	0.61	139.7*5	0.89
7	HEB360	0.71	HEB100	0.90	139.7*4	0.97
8	HEB360	0.71	HEB100	0.56	139.7*4	0.81
9	HEB320	0.89	HEA100	0.35	114.3*5	0.90
10	HEB320	0.82	HEA100	0.02	101.6*5	0.87

3.2.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



3.3 STRUTTURE L=10m – ZONA SISMICA $a_g=0.15g$ – SUOLO TIPO B.

3.3.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM400	0.88	HEM280	0.81	219.1*6	0.65
2	HEM400	0.82	HEM280	0.67	219.1*6	0.58
3	HEM340	0.90	HEM220	0.92	193.7*6	0.71
4	HEM340	0.86	HEM220	0.73	193.7*6	0.70
5	HEB450	0.95	HEB220	0.93	177.8*6	0.80
6	HEB450	0.95	HEB220	0.67	177.8*6	0.72
7	HEB400	0.96	HEB160	0.82	168.3*5	0.85
8	HEB400	0.96	HEB160	0.47	168.3*5	0.73
9	HEB360	0.99	HEA100	0.75	139.7*5	0.94
10	HEB360	0.85	HEA100	0.12	139.7*4	0.81

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM400	0.79	HEM260	0.75	193.7*6	0.86
2	HEM400	0.73	HEM260	0.62	193.7*6	0.75
3	HEM340	0.74	HEM200	0.90	193.7*5	0.88
4	HEM340	0.74	HEM200	0.71	193.7*5	0.83
5	HEB450	0.81	HEB200	0.93	177.8*5	0.94
6	HEB450	0.81	HEB200	0.68	177.8*5	0.86
7	HEB400	0.96	HEB140	0.93	168.3*5	0.85
8	HEB400	0.96	HEB140	0.54	168.3*5	0.73
9	HEB360	0.99	HEA100	0.66	139.7*5	0.94
10	HEB360	0.85	HEA100	0.11	139.7*4	0.81

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM400	0.79	HEM200	0.83	193.7*6	0.86
2	HEM400	0.73	HEM200	0.68	193.7*6	0.75
3	HEM340	0.74	HEM160	0.81	193.7*5	0.88
4	HEM340	0.74	HEM160	0.65	193.7*5	0.83
5	HEB450	0.81	HEB160	0.92	177.8*5	0.94
6	HEB450	0.81	HEB160	0.68	177.8*5	0.86
7	HEB400	0.96	HEB120	0.87	168.3*5	0.85
8	HEB400	0.96	HEB120	0.53	168.3*5	0.73
9	HEB360	0.99	HEA100	0.49	139.7*5	0.94
10	HEB360	0.85	HEA100	0.10	139.7*4	0.81

Struttura D

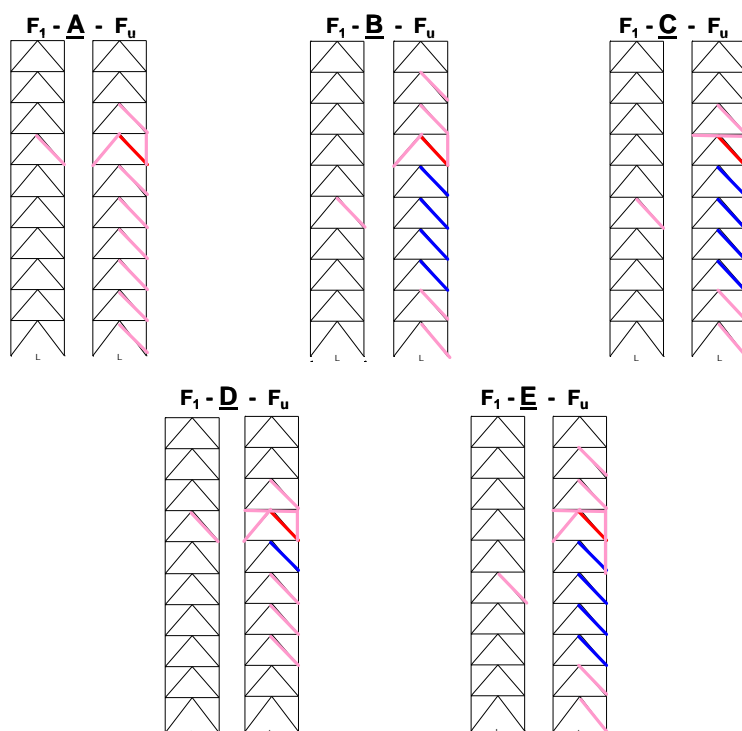
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM400	0.88	HEM200	0.83	219.1*6	0.65
2	HEM400	0.82	HEM200	0.68	219.1*6	0.58
3	HEM340	0.90	HEM160	0.81	193.7*6	0.71
4	HEM340	0.86	HEM160	0.65	193.7*6	0.70
5	HEB450	0.95	HEB160	0.92	177.8*6	0.80
6	HEB450	0.95	HEB160	0.68	177.8*6	0.72
7	HEB400	0.96	HEB120	0.87	168.3*5	0.85
8	HEB400	0.96	HEB120	0.53	168.3*5	0.73
9	HEB360	0.99	HEA100	0.49	139.7*5	0.94
10	HEB360	0.85	HEA100	0.10	139.7*4	0.81

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM400	0.79	HEM180	0.83	193.7*6	0.86
2	HEM400	0.73	HEM180	0.69	193.7*6	0.75
3	HEM340	0.74	HEM160	0.69	193.7*5	0.88
4	HEM340	0.74	HEM160	0.56	193.7*5	0.83
5	HEB450	0.81	HEB160	0.79	177.8*5	0.94
6	HEB450	0.81	HEB160	0.59	177.8*5	0.86
7	HEB400	0.96	HEB120	0.76	168.3*5	0.85
8	HEB400	0.96	HEB120	0.47	168.3*5	0.73
9	HEB360	0.99	HEA100	0.45	139.7*5	0.94
10	HEB360	0.85	HEA100	0.10	139.7*4	0.81

3.3.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_1 , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



4 STRUTTURE IN ZONA SISMICA $a_g=0.05g$

4.1 STRUTTURE L=6m – ZONA SISMICA $a_g=0.05g$ – SUOLO TIPO B.

4.1.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB300	0.87	HEM220	0.74	114.3*5	0.96
2	HEB300	0.83	HEM220	0.61	114.3*5	0.77
3	HEB300	0.83	HEM180	0.68	114.3*5	0.75
4	HEB300	0.75	HEM180	0.55	101.6*5	0.97
5	HEB300	0.75	HEB160	0.92	101.6*5	0.93
6	HEB300	0.75	HEB160	0.66	101.6*5	0.85
7	HEB280	0.85	HEB120	0.82	101.6*4	0.92
8	HEB280	0.71	HEB120	0.48	101.6*3.2	0.93
9	HEB260	0.85	HEA100	0.42	101.6*3.2	0.76
10	HEB260	0.86	HEA100	0.07	101.6*3.2	0.56

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB300	0.87	HEM180	0.93	114.3*5	0.96
2	HEB300	0.69	HEM180	0.75	114.3*4	0.94
3	HEB300	0.69	HEM140	0.94	114.3*4	0.92
4	HEB300	0.75	HEM140	0.75	101.6*5	0.97
5	HEB300	0.75	HEB160	0.83	101.6*5	0.93
6	HEB300	0.75	HEB160	0.61	101.6*5	0.85
7	HEB280	0.85	HEB120	0.75	101.6*4	0.92
8	HEB280	0.71	HEB120	0.45	101.6*3.2	0.93
9	HEB260	0.90	HEA100	0.39	88.9*4	0.92
10	HEB260	0.77	HEA100	0.07	88.9*3.2	0.82

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB300	0.87	HEM120	0.97	114.3*5	0.96
2	HEB300	0.69	HEM120	0.76	114.3*4	0.94
3	HEB300	0.69	HEM100	0.88	114.3*4	0.92
4	HEB300	0.75	HEM100	0.72	101.6*5	0.97
5	HEB300	0.75	HEB120	0.82	101.6*5	0.93
6	HEB300	0.75	HEB120	0.61	101.6*5	0.85
7	HEB280	0.85	HEA100	0.82	101.6*4	0.92
8	HEB280	0.71	HEA100	0.52	101.6*3.2	0.93
9	HEB260	0.90	HEA100	0.25	88.9*4	0.92
10	HEB260	0.77	HEA100	0.06	88.9*3.2	0.82

Struttura D

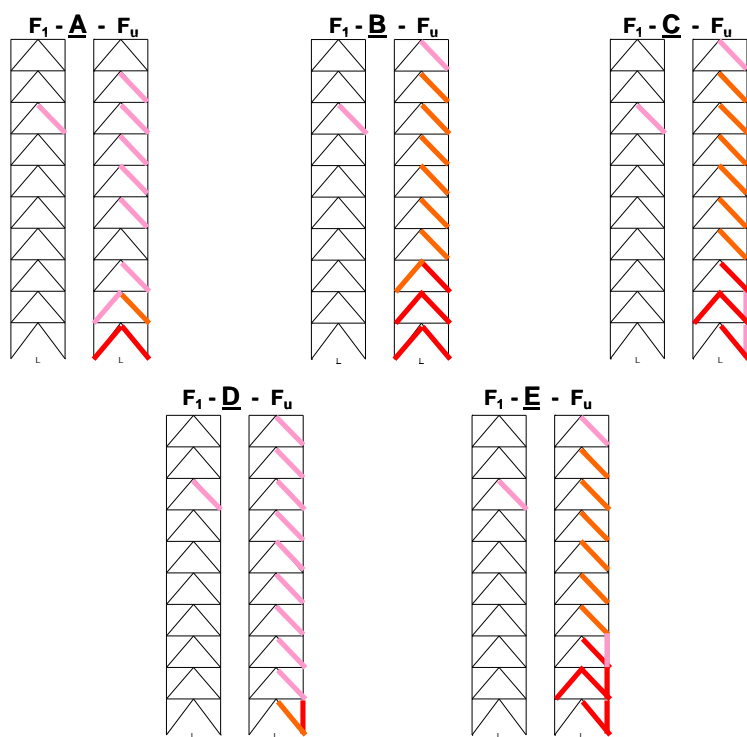
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB300	0.87	HEM120	0.97	114.3*5	0.96
2	HEB300	0.83	HEM120	0.76	114.3*5	0.77
3	HEB300	0.83	HEM100	0.88	114.3*5	0.75
4	HEB300	0.75	HEM100	0.72	101.6*5	0.97
5	HEB300	0.75	HEB120	0.82	101.6*5	0.93
6	HEB300	0.75	HEB120	0.61	101.6*5	0.85
7	HEB280	0.85	HEA100	0.82	101.6*4	0.92
8	HEB280	0.71	HEA100	0.52	101.6*3.2	0.93
9	HEB260	0.85	HEA100	0.25	101.6*3.2	0.76
10	HEB260	0.86	HEA100	0.06	101.6*3.2	0.56

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB300	0.87	HEM120	0.83	114.3*5	0.96
2	HEB300	0.69	HEM120	0.65	114.3*4	0.94
3	HEB300	0.69	HEM100	0.76	114.3*4	0.92
4	HEB300	0.75	HEM100	0.63	101.6*5	0.97
5	HEB300	0.75	HEB120	0.72	101.6*5	0.93
6	HEB300	0.75	HEB120	0.54	101.6*5	0.85
7	HEB280	0.85	HEA100	0.73	101.6*4	0.92
8	HEB280	0.71	HEA100	0.47	101.6*3.2	0.93
9	HEB260	0.90	HEA100	0.23	88.9*4	0.92
10	HEB260	0.77	HEA100	0.06	88.9*3.2	0.82

4.1.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



4.2 STRUTTURE L=8m – ZONA SISMICA $a_g=0.05g$ – SUOLO TIPO B.

4.2.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB360	0.88	HEM220	0.61	114.3*6	0.86
2	HEB360	0.71	HEM220	0.50	114.3*5	0.86
3	HEB320	0.89	HEM180	0.57	114.3*5	0.85
4	HEB320	0.89	HEM180	0.46	114.3*5	0.80
5	HEB300	0.86	HEB180	0.63	114.3*4	0.94
6	HEB300	0.86	HEB180	0.47	114.3*4	0.86
7	HEB300	0.86	HEB120	0.75	114.3*4	0.79
8	HEB300	0.78	HEB120	0.46	101.6*4	0.98
9	HEB280	0.95	HEA100	0.44	101.6*4	0.83
10	HEB280	0.83	HEA100	0.10	101.6*3.2	0.84

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB360	0.88	HEM180	0.82	114.3*6	0.86
2	HEB360	0.71	HEM180	0.67	114.3*5	0.86
3	HEB320	0.89	HEM140	0.84	114.3*5	0.85
4	HEB320	0.75	HEM140	0.68	114.3*4	0.98
5	HEB300	0.86	HEB160	0.76	114.3*4	0.94
6	HEB300	0.86	HEB160	0.57	114.3*4	0.86
7	HEB300	0.86	HEB120	0.72	114.3*4	0.79
8	HEB300	0.78	HEB120	0.45	101.6*4	0.98
9	HEB280	0.95	HEA100	0.43	101.6*4	0.83
10	HEB280	0.83	HEA100	0.10	101.6*3.2	0.84

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB360	0.88	HEM120	0.83	114.3*6	0.86
2	HEB360	0.71	HEM120	0.65	114.3*5	0.86
3	HEB320	0.89	HEM100	0.78	114.3*5	0.85
4	HEB320	0.75	HEM100	0.64	114.3*4	0.98
5	HEB300	0.86	HEB120	0.75	114.3*4	0.94
6	HEB300	0.86	HEB120	0.58	114.3*4	0.86
7	HEB300	0.86	HEA100	0.81	114.3*4	0.79
8	HEB300	0.78	HEA100	0.53	101.6*4	0.98
9	HEB280	0.95	HEA100	0.29	101.6*4	0.83
10	HEB280	0.83	HEA100	0.08	101.6*3.2	0.84

Struttura D

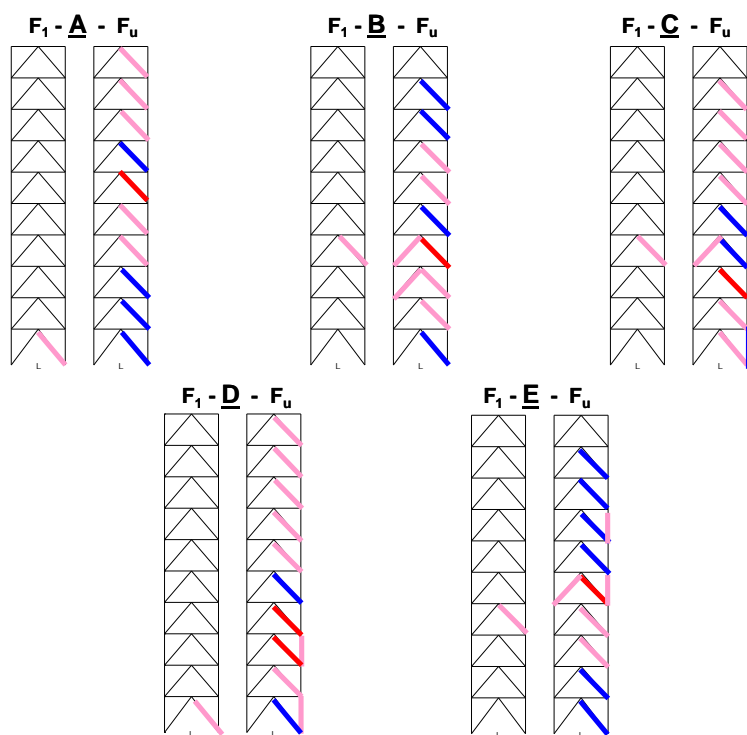
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB360	0.88	HEM120	0.83	114.3*6	0.86
2	HEB360	0.71	HEM120	0.65	114.3*5	0.86
3	HEB320	0.89	HEM100	0.78	114.3*5	0.85
4	HEB320	0.89	HEM100	0.64	114.3*5	0.80
5	HEB300	0.86	HEB120	0.75	114.3*4	0.94
6	HEB300	0.86	HEB120	0.58	114.3*4	0.86
7	HEB300	0.86	HEA100	0.81	114.3*4	0.79
8	HEB300	0.78	HEA100	0.53	101.6*4	0.98
9	HEB280	0.95	HEA100	0.29	101.6*4	0.83
10	HEB280	0.83	HEA100	0.08	101.6*3.2	0.84

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEB360	0.88	HEM120	0.74	114.3*6	0.86
2	HEB360	0.71	HEM120	0.58	114.3*5	0.86
3	HEB320	0.89	HEM100	0.70	114.3*5	0.85
4	HEB320	0.75	HEM100	0.58	114.3*4	0.98
5	HEB300	0.86	HEB120	0.68	114.3*4	0.94
6	HEB300	0.86	HEB120	0.53	114.3*4	0.86
7	HEB300	0.86	HEA100	0.74	114.3*4	0.79
8	HEB300	0.78	HEA100	0.50	101.6*4	0.98
9	HEB280	0.95	HEA100	0.27	101.6*4	0.83
10	HEB280	0.83	HEA100	0.08	101.6*3.2	0.84

4.2.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



4.3 STRUTTURE L=10m – ZONA SISMICA $a_g=0.05g$ – SUOLO TIPO B.

4.3.1 Strutture progettate

Struttura A

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM300	0.80	HEM220	0.86	139.7*6	0.87
2	HEM300	0.75	HEM220	0.46	139.7*6	0.78
3	HEM300	0.75	HEM180	0.80	139.7*6	0.77
4	HEM300	0.75	HEM180	0.64	139.7*6	0.74
5	HEB450	0.76	HEB180	0.88	139.7*6	0.69
6	HEB450	0.66	HEB180	0.65	139.7*5	0.75
7	HEB360	0.99	HEB140	0.75	139.7*5	0.68
8	HEB360	0.83	HEB140	0.46	139.7*4	0.74
9	HEB360	0.84	HEA100	0.60	114.3*5	0.92
10	HEB360	0.73	HEA100	0.13	114.3*4	0.92

Struttura B

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM300	0.80	HEM180	0.98	139.7*6	0.87
2	HEM300	0.65	HEM180	0.55	139.7*5	0.92
3	HEM300	0.65	HEM160	0.82	139.7*5	0.90
4	HEM300	0.65	HEM160	0.66	139.7*5	0.87
5	HEB450	0.56	HEB160	0.94	139.7*4	0.99
6	HEB450	0.56	HEB160	0.70	139.7*4	0.92
7	HEB360	0.83	HEB120	0.90	139.7*4	0.84
8	HEB360	0.83	HEB120	0.56	139.7*4	0.74
9	HEB360	0.84	HEA100	0.54	114.3*5	0.92
10	HEB360	0.73	HEA100	0.12	114.3*4	0.92

Struttura C

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM300	0.80	HEM120	0.92	139.7*6	0.87
2	HEM300	0.65	HEM120	0.68	139.7*5	0.92
3	HEM300	0.65	HEM120	0.74	139.7*5	0.90
4	HEM300	0.65	HEM120	0.61	139.7*5	0.87
5	HEB450	0.56	HEB120	1.00	139.7*4	0.99
6	HEB450	0.56	HEB120	0.77	139.7*4	0.92
7	HEB360	0.83	HEB100	0.85	139.7*4	0.84
8	HEB360	0.83	HEB100	0.56	139.7*4	0.74
9	HEB360	0.84	HEA100	0.38	114.3*5	0.92
10	HEB360	0.73	HEA100	0.10	114.3*4	0.92

Struttura D

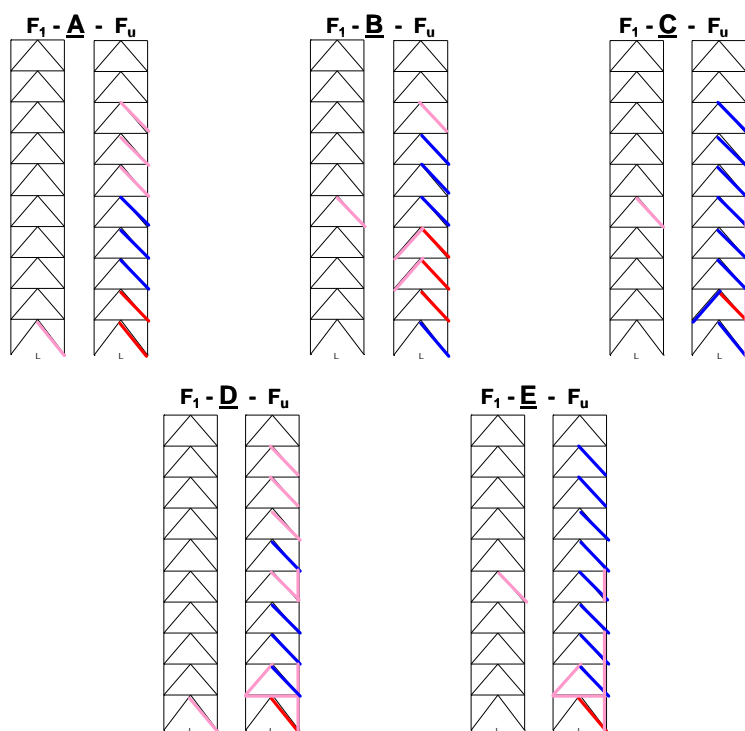
<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM300	0.80	HEM120	0.92	139.7*6	0.87
2	HEM300	0.75	HEM120	0.68	139.7*6	0.78
3	HEM300	0.75	HEM120	0.74	139.7*6	0.77
4	HEM300	0.75	HEM120	0.61	139.7*6	0.74
5	HEB450	0.76	HEB120	1.00	139.7*6	0.69
6	HEB450	0.66	HEB120	0.77	139.7*5	0.75
7	HEB360	0.99	HEB100	0.85	139.7*5	0.68
8	HEB360	0.83	HEB100	0.56	139.7*4	0.74
9	HEB360	0.84	HEA100	0.38	114.3*5	0.92
10	HEB360	0.73	HEA100	0.10	114.3*4	0.92

Struttura E

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	HEM300	0.80	HEM120	0.78	139.7*6	0.87
2	HEM300	0.65	HEM120	0.62	139.7*5	0.92
3	HEM300	0.65	HEM100	0.93	139.7*5	0.90
4	HEM300	0.65	HEM100	0.77	139.7*5	0.87
5	HEB450	0.56	HEB120	0.90	139.7*4	0.99
6	HEB450	0.56	HEB120	0.70	139.7*4	0.92
7	HEB360	0.83	HEA100	0.99	139.7*4	0.84
8	HEB360	0.83	HEA100	0.66	139.7*4	0.74
9	HEB360	0.84	HEA100	0.35	114.3*5	0.92
10	HEB360	0.73	HEA100	0.10	114.3*4	0.92

4.3.2 Meccanismi plastici

Nella figura seguente si riportano i meccanismi plastici osservati per due livelli prestazionali; il primo evento non lineare riscontrato F_l , e i meccanismi verificati in corrispondenza della forza massima raggiunta nella curva di pushover, F_u .



APPENDICE – B

Nella presente appendice si riportano le tabelle relative alle strutture controventate con controventi ad X

1 STRUTTURE DA SEI PIANI

1.1 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.35g$.

1.1.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB280	0.89	120x120x10	0.39
2	IPE500	0.89	HEB240	0.87	120x120x10	0.37
3	IPE500	0.78	HEB200	0.88	120x120x8	0.40
4	IPE500	0.65	HEB160	0.87	120x120x8	0.34
5	IPE500	0.43	HEB120	0.85	100x100x6	0.39
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.83	100x100x6	0.21

1.1.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEM400	0.74	140x140x12	0.41
2	IPE550	0.87	HEB400	0.91	120x120x12.5	0.62
3	IPE550	0.88	HEB280	0.98	120x120x12.5	0.55
4	IPE550	0.34	HEB220	0.88	120x120x10	0.55
5	IPE550	0.39	HEB160	0.76	120x120x8	0.46
6	IPE550	0.21	HEAA100	0.98	100x100x6	0.62

1.2 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA– $a_g=0.35g$.

1.2.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.83	HEB280	0.89	120x120x10	0.83
2	IPE500	0.79	HEB240	0.88	120x120x10	0.79
3	IPE500	0.86	HEB200	0.89	120x120x8	0.86
4	IPE500	0.84	HEB160	0.88	120x120x8	0.72
5	IPE500	0.75	HEB120	0.85	100x100x6	0.83
6	IPE500	0.75	HEAA100	0.84	100x100x6	0.46

1.2.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEM800	0.80	150x150x16	0.78
2	IPE550	0.88	HEM400	0.77	150x150x16	0.73
3	IPE550	0.89	HEB400	0.87	150x150x12.5	0.78
4	IPE550	0.88	HEB280	0.82	140x140x12	0.84
5	IPE550	0.34	HEB180	0.84	140x140x10	0.75
6	IPE550	0.23	HEA100	0.94	120x120x10	0.75

1.3 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.35g$.

1.3.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB280	0.88	120x120x10	0.51
2	IPE500	0.89	HEB240	0.87	120x120x10	0.45
3	IPE500	0.78	HEB200	0.88	120x120x8	0.52
4	IPE500	0.65	HEB160	0.88	120x120x8	0.43
5	IPE500	0.43	HEB120	0.86	100x100x6	0.50
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.83	100x100x6	0.27

1.3.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.88	HEM400	0.71	140x140x12	0.76
2	IPE550	0.87	HEB400	0.88	140x140x12	0.70
3	IPE550	0.88	HEB280	0.94	140x140x12	0.64
4	IPE550	0.43	HEB220	0.85	120x120x12.5	0.87
5	IPE550	0.50	HEB140	0.97	120x120x8	0.93
6	IPE550	0.27	HEAA100	0.95	120x120x8	0.57

1.4 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.35g$.

1.4.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB340	0.95	140x140x12	0.88
2	IPE500	0.97	HEB280	0.97	140x140x12	0.83
3	IPE500	0.88	HEB240	0.88	120x120x12.5	0.85
4	IPE500	0.98	HEB180	0.98	120x120x10	0.87
5	IPE500	0.87	HEB140	0.87	120x120x8	0.78
6	IPE500	0.83	HEA100	0.80	100x100x6	0.67

1.4.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.95	HEM800	0.87	160x160x16	0.67
2	IPE600	0.97	HEM400	0.83	160x160x16	0.63
3	IPE600	0.88	HEB400	0.98	150x150x16	0.69
4	IPE600	0.98	HEB280	0.89	150x150x12	0.71
5	IPE600	0.78	HEB180	0.91	120x120x12.5	0.99
6	IPE600	0.67	HEA120	0.79	120x120x12.5	0.54

1.5 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.35g$.

1.5.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.98	HEB320	0.93	140x140x12.5	0.68
2	IPE500	0.97	HEB280	0.89	120x120x12.5	0.76
3	IPE500	0.87	HEB220	0.96	120x120x12.5	0.68
4	IPE500	0.89	HEB180	0.90	120x120x10	0.70
5	IPE500	0.62	HEB140	0.80	120x120x8	0.62
6	IPE500	0.34	HEA100	0.74	100x100x6	0.54

1.5.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.93	HEB700	0.90	150x150x16	0.66
2	IPE550	0.89	HEB600	0.78	140x140x12.5	0.89
3	IPE550	0.96	HEB320	0.92	140x140x12	0.83
4	IPE550	0.45	HEB240	0.88	140x140x10	0.80
5	IPE550	0.34	HEB160	0.89	120x120x10	0.94
6	IPE550	0.23	HEA100	0.82	120x120x8	0.61

1.6 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.35g$.

1.6.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB600	0.82	160x160x16	0.95
2	IPE500	0.97	HEB400	0.88	150x150x16	0.95
3	IPE500	0.88	HEB280	0.98	150x150x16	0.86
4	IPE500	0.98	HEB220	0.95	140x140x12.5	0.96
5	IPE500	0.87	HEB160	0.92	120x120x12.5	0.84
6	IPE500	0.83	HEA120	0.86	120x120x8	0.68

1.6.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.93	HEM800	0.98	180x180x16	0.76
2	IPE600	0.89	HEM400	0.94	160x160x16	0.99
3	IPE600	0.96	HEB450	0.96	160x160x16	0.91
4	IPE600	0.45	HEB300	0.87	150x150x16	0.91
5	IPE600	0.34	HEB200	0.84	150x150x12	0.83
6	IPE600	0.23	HEA120	0.89	140x140x12	0.55

1.7 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.25g$.

1.7.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.98	HEB280	0.89	120x120x10	0.28
2	IPE500	0.87	HEB240	0.87	120x120x10	0.26
3	IPE500	0.67	HEB200	0.88	120x120x8	0.29
4	IPE500	0.56	HEB160	0.88	120x120x8	0.24
5	IPE500	0.45	HEB120	0.86	100x100x6	0.28
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.83	100x100x6	0.15

1.7.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.87	HEB400	0.85	120x120x10	0.55
2	IPE500	0.78	HEB300	0.87	120x120x10	0.53
3	IPE500	0.67	HEB240	0.86	120x120x8	0.56
4	IPE500	0.62	HEB180	0.90	120x120x8	0.48
5	IPE500	0.48	HEB120	0.97	100x100x6	0.76
6	IPE500	0.18	HEAA100	0.82	100x100x6	0.47

1.8 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA– $a_g=0.25g$.

1.8.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB280	0.90	120x120x10	0.56
2	IPE500	0.97	HEB240	0.88	120x120x10	0.53
3	IPE500	0.88	HEB200	0.88	120x120x8	0.58
4	IPE500	0.98	HEB160	0.87	120x120x8	0.49
5	IPE500	0.87	HEB120	0.85	100x100x6	0.56
6	IPE500	0.83	HEAA100	0.83	100x100x6	0.31

1.8.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.90	HEB600	0.91	140x140x12	0.58
2	IPE550	0.88	HEB400	0.95	140x140x12	0.55
3	IPE550	0.88	HEB300	0.89	140x140x10	0.56
4	IPE550	0.92	HEB220	0.92	140x140x10	0.47
5	IPE550	0.79	HEB160	0.79	120x120x8	0.64
6	IPE550	0.73	HEA100	0.73	120x120x6.3	0.46

1.9 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.25g$.

1.9.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB280	0.89	120x120x10	0.44
2	IPE500	0.89	HEB240	0.87	120x120x10	0.41
3	IPE500	0.78	HEB200	0.88	120x120x8	0.46
4	IPE500	0.65	HEB160	0.87	120x120x8	0.37
5	IPE500	0.43	HEB120	0.86	100x100x6	0.44
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.83	100x100x6	0.24

1.9.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB600	0.84	140x140x12	0.45
2	IPE500	0.87	HEB400	0.87	120x120x12.5	0.68
3	IPE500	0.88	HEB280	0.94	120x120x12.5	0.61
4	IPE500	0.34	HEB220	0.85	120x120x10	0.60
5	IPE500	0.39	HEB140	0.97	120x120x8	0.51
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.94	100x100x6	0.67

1.10 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.25g$.

1.10.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.83	HEB340	0.95	140x140x12	0.63
2	IPE550	0.79	HEB280	0.96	140x140x12	0.59
3	IPE550	0.86	HEB240	0.88	120x120x12.5	0.61
4	IPE550	0.84	HEB180	0.98	120x120x12.5	0.51
5	IPE550	0.75	HEB140	0.87	120x120x8	0.55
6	IPE550	0.75	HEA100	0.80	100x100x6	0.48

1.10.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEM400	0.78	150x150x16	0.74
2	IPE550	0.88	HEB400	0.97	150x150x16	0.70
3	IPE550	0.89	HEB300	0.90	140x140x12.5	0.90
4	IPE550	0.88	HEB220	0.93	140x140x10	0.92
5	IPE550	0.34	HEB160	0.81	140x140x10	0.71
6	IPE550	0.23	HEA100	0.75	120x120x8	0.82

1.11 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.25g$.

1.11.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB280	0.88	120x120x10	0.70
2	IPE500	0.89	HEB240	0.86	120x120x10	0.66
3	IPE500	0.78	HEB200	0.88	120x120x8	0.73
4	IPE500	0.65	HEB160	0.86	120x120x8	0.60
5	IPE500	0.43	HEB120	0.85	100x100x6	0.70
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.83	100x100x6	0.39

1.11.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEM400	0.81	140x140x12	0.63
2	IPE500	0.87	HEB600	0.72	120x120x12.5	0.93
3	IPE500	0.88	HEB300	0.94	1209x120x12.5	0.83
4	IPE500	0.43	HEB220	0.97	120x120x10	0.80
5	IPE500	0.50	HEB160	0.83	120x120x8	0.69
6	IPE500	0.27	HEA100	0.87	120x120x8	0.35

1.12 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.25g$.

1.12.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.95	HEB340	0.98	140x140x12.5	0.96
2	IPE550	0.97	HEB300	0.87	140x140x12	0.95
3	IPE550	0.88	HEB240	0.91	140x140x12	0.85
4	IPE550	0.98	HEB200	0.83	120x120x12.5	0.82
5	IPE550	0.87	HEB140	0.89	120x120x8	0.89
6	IPE550	0.83	HEA100	0.82	100x100x6	0.77

1.12.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.95	HEM800	0.93	160x160x16	0.76
2	IPE600	0.97	HEM400	0.89	150x150x16	0.87
3	IPE600	0.88	HEB450	0.91	150x150x16	0.79
4	IPE600	0.98	HEB280	0.94	150x150x12.5	0.80
5	IPE600	0.78	HEB180	0.97	140x140x10	0.82
6	IPE600	0.67	HEA120	0.85	120x120x10	0.72

1.13 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.15g$.

1.13.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.98	HEB200	0.88	120x60x8	0.28
2	IPE500	0.97	HEB180	0.84	120x60x6	0.34
3	IPE500	0.87	HEB160	0.76	120x60x6	0.31
4	IPE500	0.89	HEB120	0.90	120x60x5	0.31
5	IPE500	0.62	HEA100	0.93	120x60x4	0.28
6	IPE500	0.34	HEAA100	0.82	120x60x4	0.15

1.13.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.93	HEB280	0.91	120x60x8	0.71
2	IPE500	0.89	HEB240	0.87	120x60x6	0.79
3	IPE500	0.96	HEB200	0.85	120x60x6	0.72
4	IPE500	0.45	HEB160	0.79	120x60x5	0.71
5	IPE500	0.34	HEB120	0.70	120x60x4	0.63
6	IPE500	0.23	HE100AA	0.56	120x60x4	0.38

1.14 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA– $a_g=0.15g$.

1.14.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB200	0.88	120x60x8	0.56
2	IPE500	0.97	HEB180	0.84	120x60x6	0.68
3	IPE500	0.88	HEB160	0.76	120x60x6	0.62
4	IPE500	0.98	HEB120	0.90	120x60x5	0.61
5	IPE500	0.87	HEA100	0.93	120x60x4	0.55
6	IPE500	0.83	HEAA100	0.52	120x60x4	0.30

1.14.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB400	0.99	140x80x10	0.62
2	IPE500	0.89	HEB320	0.93	140x80x8	0.67
3	IPE500	0.78	HEB280	0.80	140x80x8	0.61
4	IPE500	0.65	HEB200	0.86	120x60x10	0.79
5	IPE500	0.43	HEB140	0.83	120x60x6	0.82
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.85	120x60x4	0.66

1.15 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.15g$.

1.15.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB200	0.88	120x60x8	0.44
2	IPE500	0.87	HEB180	0.84	120x60x6	0.53
3	IPE500	0.88	HEB160	0.76	120x60x6	0.49
4	IPE500	0.34	HEB120	0.90	120x60x5	0.48
5	IPE500	0.39	HEA100	0.93	120x60x4	0.43
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.52	120x60x4	0.24

1.15.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.83	HEB280	0.91	120x60x10	0.89
2	IPE500	0.79	HEB240	0.87	120x60x8	0.94
3	IPE500	0.86	HEB200	0.85	120x60x8	0.86
4	IPE500	0.84	HEB160	0.79	120x60x6	0.90
5	IPE500	0.75	HEB120	0.70	120x60x5	0.70
6	IPE500	0.75	HEAA100	0.56	120x60x4	0.54

1.16 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.15g$.

1.16.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB220	0.92	120x60x10	0.73
2	IPE500	0.88	HEB200	0.85	120x60x8	0.83
3	IPE500	0.89	HEB160	0.94	120x60x8	0.75
4	IPE500	0.88	HEB140	0.81	120x60x6	0.81
5	IPE500	0.34	HEA120	0.88	120x60x5	0.70
6	IPE500	0.23	HEAA100	0.61	120x60x4	0.47

1.16.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB400	0.99	160x80x12	0.60
2	IPE500	0.89	HEB320	0.93	160x80x10	0.64
3	IPE500	0.78	HEB280	0.80	140x80x10	0.79
4	IPE500	0.65	HEB200	0.86	140x80x10	0.66
5	IPE500	0.43	HEB140	0.83	120x60x10	0.88
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.85	120x60x6	0.70

1.17 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.15g$.

1.17.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEB200	0.88	120x60x8	0.71
2	IPE500	0.87	HEB180	0.84	120x60x6	0.85
3	IPE500	0.88	HEB160	0.76	120x60x6	0.78
4	IPE500	0.43	HEB120	0.90	120x60x5	0.77
5	IPE500	0.50	HEB100	0.93	120x60x4	0.69
6	IPE500	0.27	HEAA100	0.52	120x60x4	0.38

1.17.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB340	0.98	140x80x10	0.76
2	IPE500	0.97	HEB280	0.97	140x80x10	0.70
3	IPE500	0.88	HEB240	0.84	140x80x8	0.75
4	IPE500	0.98	HEB180	0.88	120x60x10	0.95
5	IPE500	0.87	HEB120	0.95	120x60x6.3	0.97
6	IPE500	0.83	HEAA100	0.72	120x60x4	0.80

1.18 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.15g$.

1.18.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB280	0.89	160x80x10	0.84
2	IPE500	0.97	HEB240	0.87	140x80x10	0.87
3	IPE500	0.88	HEB200	0.88	140x80x10	0.79
4	IPE500	0.98	HEB160	0.87	120x60x10	0.83
5	IPE500	0.78	HEB120	0.85	120x60x8	0.73
6	IPE500	0.67	HEAA100	0.83	120x60x4	0.76

1.18.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.98	HEB600	0.78	160x80x12	0.94
2	IPE550	0.97	HEB340	0.95	160x80x12	0.89
3	IPE550	0.87	HEB280	0.87	160x80x10	0.92
4	IPE550	0.89	HEB200	0.93	160x80x10	0.76
5	IPE550	0.62	HEB140	0.90	140x80x8	0.91
6	IPE550	0.34	HEAA100	0.90	120x60x8	0.88

1.19 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.05g$.

1.19.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.93	HEB200	0.91	120x60x8	0.10
2	IPE500	0.89	HEB180	0.87	120x60x6	0.11
3	IPE500	0.96	HEB160	0.79	120x60x6	0.10
4	IPE500	0.45	HEB120	0.94	120x60x5	0.10
5	IPE500	0.34	HEB100	0.97	120x60x4	0.10
6	IPE500	0.23	HEAA100	0.53	120x60x4	0.05

1.19.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB200	0.95	120x60x8	0.32
2	IPE500	0.87	HEB180	0.89	120x60x6	0.35
3	IPE500	0.88	HEB160	0.78	120x60x6	0.31
4	IPE500	0.34	HEB120	0.87	120x60x5	0.32
5	IPE500	0.39	HEA120	0.63	120x60x4	0.28
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.38	120x60x4	0.20

1.20 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA– $a_g=0.05g$.

1.20.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.83	HEB200	0.88	120x60x8	0.19
2	IPE500	0.79	HEB180	0.84	120x60x6	0.23
3	IPE500	0.86	HEB160	0.76	120x60x6	0.21
4	IPE500	0.84	HEB120	0.89	120x60x5	0.20
5	IPE500	0.75	HEA100	0.94	120x60x4	0.19
6	IPE500	0.75	HEAA100	0.52	120x60x4	0.10

1.20.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB220	0.97	120x60x8	0.51
2	IPE500	0.88	HEB200	0.87	120x60x6	0.57
3	IPE500	0.89	HEB160	0.92	120x60x6	0.52
4	IPE500	0.88	HEB140	0.75	120x60x5	0.52
5	IPE500	0.34	HEA100	0.96	120x60x4	0.46
6	IPE500	0.23	HEAA100	0.43	120x60x4	0.29

1.21 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.05g$.

1.21.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.92	HEB200	0.88	120x60x8	0.14
2	IPE500	0.89	HEB180	0.84	120x60x6	0.18
3	IPE500	0.78	HEB160	0.76	120x60x6	0.16
4	IPE500	0.65	HEB120	0.90	120x60x5	0.16
5	IPE500	0.43	HEA100	0.93	120x60x4	0.14
6	IPE500	0.21	HEAA100	0.52	120x60x4	0.08

1.21.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEB220	0.92	120x60x8	0.42
2	IPE500	0.87	HEB200	0.82	120x60x6	0.47
3	IPE500	0.88	HEB160	0.88	120x60x6	0.43
4	IPE500	0.43	HEB120	0.97	120x60x5	0.44
5	IPE500	0.50	HEA100	0.91	120x60x4	0.39
6	IPE500	0.27	HEAA100	0.41	120x60x4	0.25

1.22 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.05g$.

1.22.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB200	0.88	120x60x8	0.29
2	IPE500	0.97	HEB180	0.84	120x60x6	0.36
3	IPE500	0.88	HEB160	0.76	120x60x6	0.32
4	IPE500	0.98	HEB120	0.90	120x60x5	0.32
5	IPE500	0.87	HEA100	0.93	120x60x4	0.29
6	IPE500	0.83	HEAA100	0.52	120x60x4	0.16

1.22.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB240	0.92	120x60x8	0.73
2	IPE500	0.97	HEB200	0.98	120x60x6.3	0.79
3	IPE500	0.88	HEB180	0.83	120x60x6	0.75
4	IPE500	0.98	HEB140	0.84	120x60x6	0.64
5	IPE500	0.78	HEA120	0.83	120x60x4	0.66
6	IPE500	0.67	HEAA100	0.47	120x60x4	0.40

1.23 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.05g$.

1.23.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.98	HEB200	0.90	120x60x8	0.24
2	IPE500	0.97	HEB180	0.86	120x60x6	0.29
3	IPE500	0.87	HEB160	0.78	120x60x6	0.26
4	IPE500	0.89	HEB120	0.92	120x60x5	0.26
5	IPE500	0.62	HEA100	0.97	120x60x4	0.23
6	IPE500	0.34	HEAA100	0.55	120x60x4	0.13

1.23.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.93	HEB240	0.86	120x60x8	0.61
2	IPE500	0.89	HEB200	0.91	120x60x6	0.678
3	IPE500	0.96	HEB160	0.96	120x60x6	0.61
4	IPE500	0.45	HEB140	0.79	120x60x5	0.59
5	IPE500	0.34	HEA100	0.99	120x60x4	0.54
6	IPE500	0.23	HEAA100	0.45	120x60x4	0.33

1.24 STRUTTURE DI SEI PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.05g$.

1.24.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB200	0.88	120x60x8	0.47
2	IPE500	0.97	HEB180	0.84	120x60x6	0.57
3	IPE500	0.88	HEB160	0.76	120x60x6	0.52
4	IPE500	0.98	HEB120	0.90	120x60x5	0.51
5	IPE500	0.87	HEA100	0.93	120x60x4	0.46
6	IPE500	0.83	HEAA100	0.52	120x60x4	0.25

1.24.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB280	0.92	120x60x10	0.94
2	IPE500	0.97	HEB240	0.88	120x60x8	0.98
3	IPE500	0.88	HEB200	0.86	120x60x8	0.91
4	IPE500	0.98	HEB160	0.80	120x60x6	0.95
5	IPE500	0.87	HEB120	0.70	120x60x5	0.91
6	IPE500	0.83	HEAA100	0.56	120x60x4	0.56

2 STRUTTURE DA TRE PIANI

2.1 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.35g$.

2.1.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB180	0.89	120x120x8	0.80
2	IPE500	0.76	HEB140	0.85	120x120x8	0.66
3	IPE500	0.21	HEA100	0.82	100x100x6	0.63

2.1.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.89	HEB280	0.85	140x140x10	0.73
2	IPE600	0.62	HEB180	0.93	120x120x12.5	0.85
3	IPE600	0.23	HEB120	0.84	120x120x8	0.72

2.2 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA $a_g=0.35g$.

2.2.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEB240	0.87	140x140x12.5	0.90
2	IPE550	0.67	HEB180	0.86	120x120x12.5	0.89
3	IPE550	0.34	HEB120	0.73	120x120x8	0.79

2.2.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.95	HEB340	0.97	150x150x16	0.70
2	IPE600	0.76	HEB220	0.98	150x150x12	0.87
3	IPE600	0.21	HEB120	0.87	140x140x10	0.74

2.3 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.35g$.

2.3.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB220	0.86	140x140x10	0.76
2	IPE500	0.62	HEB160	0.89	120x120x10	0.75
3	IPE500	0.23	HEA120	0.87	100x100x6	0.87

2.3.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.86	HEB300	0.90	140x140x12.2	0.86
2	IPE600	0.76	HEB200	0.92	140x140x12	0.73
3	IPE600	0.22	HEB120	0.70	120x120x12.5	0.71

2.4 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.35g$.

2.4.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEB280	0.95	160x160x16	0.86
2	IPE550	0.67	HEB200	0.96	160x160x12.5	0.89
3	IPE550	0.18	HEB120	0.99	120x120x12.5	0.74

2.4.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.90	HEB400	0.97	150x150x16	0.97
2	IPE600	0.78	HEB280	0.85	150x150x16	0.80
3	IPE600	0.12	HEB140	0.83	150x150x16	0.72

2.5 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.35g$.

2.5.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEB220	0.86	140x140x10	0.82
2	IPE500	0.78	HEB160	0.89	120x120x10	0.81
3	IPE500	0.21	HEA120	0.87	100x100x6	0.94

2.5.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.90	HEB300	0.91	140x140x12.5	0.92
2	IPE600	0.87	HEB200	0.93	140x140x12	0.80
3	IPE600	0.25	HEB120	0.71	120x120x12.5	0.76

2.6 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.35g$.

2.6.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.95	HEB280	0.95	160x160x16	0.94
2	IPE550	0.76	HEB200	0.97	160x160x12.5	0.96
3	IPE550	0.21	HEB120	0.99	120x120x12.5	0.80

2.6.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.89	HEB300	0.78	160x160x16	0.75
2	IPE600	0.62	HEB280	0.85	150x150x16	0.87
3	IPE600	0.23	HEB140	0.83	150x150x12	0.78

2.7 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.25g$.

2.7.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEB140	0.98	100x100x6	0.90
2	IPE550	0.67	HEB120	0.77	100x100x6	0.75
3	IPE550	0.34	HEAA100	0.80	100x100x6	0.45

2.7.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.95	HEB240	0.88	120x120x12.5	0.74
2	IPE550	0.76	HEB160	0.95	120x120x8	0.84
3	IPE550	0.21	HEA100	0.89	120x120x8	0.51

2.8 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.25g$.

2.8.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEB200	0.86	140x140x12	0.92
2	IPE550	0.62	HEB140	0.99	120x120x8	0.94
3	IPE550	0.23	HEA100	0.96	120x120x6.3	0.71

2.8.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.86	HEB300	0.87	150x150x12	0.75
2	IPE600	0.76	HEB200	0.89	140x140x12.5	0.75
3	IPE600	0.22	HEA120	0.97	120x120x12.5	0.75

2.9 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.25g$.

2.9.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB180	0.89	120x120x8	0.79
2	IPE500	0.67	HEB140	0.84	120x120x8	0.65
3	IPE500	0.18	HEA100	0.81	100x100x6	0.62

2.9.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.90	HEB300	0.89	140x140x12.5	0.62
2	IPE600	0.78	HEB200	0.90	120x120x12.5	0.84
3	IPE600	0.12	HEB120	0.70	120x120x8	0.69

2.10 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.25g$.

2.10.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.88	HEB240	0.87	140x140x12.5	0.89
2	IPE550	0.78	HEB180	0.86	120x120x12.5	0.88
3	IPE550	0.21	HEB120	0.73	120x120x8	0.78

2.10.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.90	HEB320	0.98	160x160x12.5	0.82
2	IPE600	0.87	HEB220	0.93	150x150x12	0.87
3	IPE600	0.25	HEB120	0.72	140x140x12.5	0.63

2.11 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.25g$.

2.11.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB180	0.89	120x120x8	0.84
2	IPE500	0.76	HEB140	0.84	120x120x8	0.71
3	IPE500	0.21	HEA100	0.82	100x100x6	0.67

2.11.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.89	HEB300	0.90	140x140x12.5	0.67
2	IPE550	0.62	HEB200	0.91	120x120x12.5	0.91
3	IPE550	0.23	HEA120	0.98	120x120x8	0.78

2.12 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.25g$.

2.12.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.89	HEB240	0.87	140x140x12.5	0.96
2	IPE600	0.67	HEB180	0.86	120x120x12.5	0.95
3	IPE600	0.34	HEB120	0.73	20x120x8	0.85

2.12.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.95	HEB320	0.98	160x160x12.5	0.89
2	IPE600	0.76	HEB220	0.91	150x150x12	0.93
3	IPE600	0.21	HEB120	0.82	140x140x12.5	0.67

2.13 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.15g$.

2.13.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB120	0.89	120x60x4	.88
2	IPE500	0.62	HEA100	0.97	120x60x4	.74
3	IPE500	0.23	HEAA100	0.56	120x60x4	.44

2.13.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.86	HEB200	0.89	120x60x10	0.90
2	IPE550	0.76	HEB140	0.91	120x60x8	0.86
3	IPE550	0.22	HEAA100	0.94	120x60x5	0.76

2.14 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA– $a_g=0.15g$.

2.14.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB140	0.83	120x60x8	0.93
2	IPE500	0.67	HEB100	0.94	120x60x4	0.88
3	IPE500	0.18	HEAA100	0.42	100x60x3	0.43

2.14.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.90	HEB220	0.97	140x80x10	0.96
2	IPE550	0.78	HEB160	0.89	140x80x8	0.94
3	IPE550	0.12	HEA100	0.84	120x60x10	0.87

2.15 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.15g$.

2.15.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEB140	0.89	120x60x6	0.84
2	IPE500	0.78	HEB120	0.70	120x60x5	0.83
3	IPE500	0.21	HEAA100	0.73	120x60x4	0.61

2.15.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.90	HEB220	0.93	140x80x10	0.70
2	IPE550	0.87	HEB160	0.85	140x80x8	0.67
3	IPE550	0.25	HEA100	0.82	120x60x10	0.62

2.16 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.15g$.

2.16.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB180	0.93	140x80x10	0.85
2	IPE500	0.62	HEB140	0.88	120x60x10	0.89
3	IPE500	0.23	HEA100	0.85	120x60x6	0.84

2.16.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE550	0.86	HEB280	0.83	160x80x12	0.86
2	IPE550	0.76	HEB180	0.91	160x80x10	0.81
3	IPE550	0.22	HEA120	0.82	140x80x10	0.68

2.17 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.15g$.

2.17.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB140	0.88	120x60x6	0.91
2	IPE500	0.67	HEB120	0.70	120x60x5	0.89
3	IPE500	0.18	HEAA100	0.72	120x60x4	0.66

2.17.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.90	HEB220	0.94	140x80x10	0.73
2	IPE600	0.78	HEB160	0.86	140x80x8	0.72
3	IPE600	0.12	HEA100	0.81	120x60x10	0.70

2.18 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.15g$.

2.18.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEB180	0.94	140x80x10	0.92
2	IPE500	0.78	HEB140	0.93	120x60x10	0.96
3	IPE500	0.21	HEA100	0.86	120x60x6	0.90

2.18.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE600	0.90	HEB280	0.84	160x80x12	0.92
2	IPE600	0.87	HEB180	0.91	160x80x10	0.87
3	IPE600	0.25	HEA120	0.83	140x80x10	0.73

2.19 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.05g$.

2.19.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB120	0.89	120x60x4	0.29
2	IPE500	0.76	HEA100	0.97	120x60x4	0.24
3	IPE500	0.21	HEAA100	0.56	120x60x4	0.15

2.19.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB140	0.79	120x60x4	0.68
2	IPE500	0.62	HEA120	0.82	120x60x4	0.56
3	IPE500	0.23	HEAA100	0.48	120x60x4	0.37

2.20 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO A – DUTTILITÀ BASSA– $a_g=0.05g$.

2.20.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEA120	0.97	100x60x3	0.87
2	IPE500	0.67	HEA100	0.75	100x60x3	0.73
3	IPE500	0.34	HEAA100	0.44	100x60x3	0.44

2.20.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.95	HEB160	0.91	120x60x6	0.87
2	IPE500	0.76	HEB120	0.84	120x60x5	0.83
3	IPE500	0.21	HEAA100	0.67	120x60x4	0.62

2.21 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.05g$.

2.21.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB120	0.90	120x60x4	0.40
2	IPE500	0.62	HEA100	0.97	120x60x4	0.34
3	IPE500	0.23	HEAA100	0.56	120x60x4	0.20

2.21.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.86	HEB140	0.84	120x60x4	0.85
2	IPE500	0.76	HEA120	0.86	120x60x4	0.74
3	IPE500	0.22	HEAA100	0.50	120x60x4	0.48

2.22 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO B,C,E – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.05g$.

2.22.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB120	0.89	120x60x4	0.86
2	IPE500	0.67	HEA100	0.98	120x60x4	0.74
3	IPE500	0.18	HEAA100	0.56	100x60x4	0.48

2.22.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.88	HEB180	0.91	120x60x4	0.81
2	IPE500	0.78	HEB140	0.76	120x60x4	0.67
3	IPE500	0.21	HEAA100	0.80	100x60x3	0.60

2.23 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ ALTA – $a_g=0.05g$.

2.23.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.90	HEB120	0.90	120x60x4	0.44
2	IPE500	0.78	HEA100	0.98	120x60x4	0.37
3	IPE500	0.12	HEAA100	0.56	120x60x4	0.22

2.23.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.90	HEB140	0.84	120x60x4	0.92
2	IPE500	0.87	HEA120	0.87	120x60x4	0.79
3	IPE500	0.25	HEAA100	0.50	120x60x4	0.50

2.24 STRUTTURE DI TRE PIANI – SOTTOSUOLO D – DUTTILITÀ BASSA – $a_g=0.05g$.

2.24.1 Progetto secondo la diagonale tesa attiva

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.86	HEB120	0.89	120x60x4	0.88
2	IPE500	0.76	HEA100	0.97	120x60x4	0.74
3	IPE500	0.22	HEAA100	0.56	100x60x3	0.66

2.24.2 Progetto secondo la diagonale compressa

<i>Piano</i>	<i>Travi</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Colonne</i>	<i>Sfrutt.</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sfrutt.</i>
1	IPE500	0.89	HEB180	0.92	120x60x10	0.90
2	IPE500	0.62	HEB140	0.77	120x60x6.3	0.98
3	IPE500	0.23	HEAA100	0.82	120x60x4	0.85

